

SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148

BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN

ARBEITSBERICHT 1981-1983

TEIL I

2675-789 4

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1981 - 1983

Teil I: Allgemeine Angaben

Projektbereich A

Projektbereich D

Braunschweig, im Mai 1983



BERATUNG

Teil I, S. 7, Zeile 20:

Gesamthochschule Wuppertal statt
Fachhochschule

Teil II, S. 266, Zeile 1:

gesätt. K_2SO_4 -Lösung 97 % r.F. statt
43 % r.F.

" " Zeile 3:

gesätt. K_2CO_3 -Lösung 43 % r.F. statt
97 % r.F.

" " 272, Tabelle 2, Spalte 2: $D \left[\frac{cm^2}{s} \right] \cdot \underline{10^8}$ statt $D \left[\frac{cm^2}{s} \right]$

V o r w o r t

Der Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - legt hiermit seinen wissenschaftlichen Ergebnisbericht über den Förderungszeitraum 1981 - 1983 vor. Dies gibt erneut Veranlassung, vor allem der Deutschen Forschungsgemeinschaft und ihren mit der Betreuung der Sonderforschungsbereiche beauftragten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für ihre stete und hilfreiche Beratung und Unterstützung zu danken.

Außerdem aber danke ich den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie den Mitgliedern und Projektleitern des SFB 148 für ihre fruchtbare Zusammenarbeit und ihr stetes Interesse an der Verwirklichung der Ziele des Sonderforschungsbereichs herzlich.

Braunschweig, im Mai 1983

Der Sprecher

Inhalt Teil I

	Seite
<u>1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich</u>	<u>1</u>
1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des SFB 148	
- Brandverhalten von Bauteilen -	1
1.2 Stellung innerhalb der Hochschule.....	6
1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nach- wuchses.....	7
1.4 Alphabetische Liste der im SFB beteiligten Wissenschaftler	8
1.5 Aktivitäten des SFB 148.....	10
1.5.1 Interne Aktivitäten	10
1.5.2 Externe Aktivitäten	11
1.5.3 Öffentliches Forschungskolloquium	14
<u>2. Projektbereich A "Bauteile"</u>	<u>15</u>
Teilprojekt A 1 "Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zu- sammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen"	25
A 1 - 1 - Brandverhalten von Gesamtragwerken.....	29
A 1 - 2 - Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen bei horizontaler Deckendilatation.....	43
A 1 - 3 - Zum Brandverhalten von Stahlbauteilen, Versuchser- gebnisse und rechnerische Untersuchungen.....	57
A 1 - 4 - Zum Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen im Brandfall.....	81
A 1 - 5 - Berücksichtigung der Betonfeuchtigkeit auf Erwär- mungsvorgänge in Stahl-Verbundträgern unter Brand- beanspruchung.....	109
Teilprojekt A 2 "Brandverhalten von Flächentragwerken, ins- besondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton"	131
A 2 - 1 - Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten brand- beanspruchter Stahlbetonplatten.....	135
A 2 - 2 - Dehnungsmessung bei Temperaturen unter 150 °C und Rißverfolgung in Betonquerschnitten.....	151
A 2 - 3 - Rechnerische Untersuchungen zum Trag- und Verfor- mungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbeton- platten.....	169
A 2 - 4 - Vorspannung ohne Verbund im Brandfall.....	187

A 2 - 5	- Tragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten in baupraktischem Einbauzustand bei Brandbeanspruchung, Versuchsergebnisse und Entwicklung eines Rechenmodells.....	201
Teilprojekt A 3 "Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke"		219
A 3 - 1	- Berechnungsmethode für brandbeanspruchte Holzstützen und Holzbalken aus brettschichtverleimtem Nadelholz.....	221
A/B	- Ein numerischer Ansatz zur Formulierung eines aus Warmkriechversuchen abgeleiteten Stoffgesetzes für Beton unter Berücksichtigung der Spannungsschichte.....	228
<u>3. Projektbereich D "Sicherheit"</u>		307
Teilprojekt D 1 "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bauwerksabschnitten".		307

Inhalt Teil II

	Seite
<u>Projektbereich B</u> "Baustoffe"	1
Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton".....	5
Teilprojekt B 4 "Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen".....	159
Teilprojekt B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen".....	213
Teilprojekt B 6 "Veränderung der Struktur und der Eigen- schaften des Zementsteines infolge Einwir- kung erhöhter Temperatur".....	239
Teilprojekt B 7 "Chemische Einwirkung korrosiver Brandgas- bestandteile auf Stahlbeton".....	261
<u>Projektbereich C</u> "Thermische Prozesse"	287
Teilprojekt C 3 "Natürlicher Brand, seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen"	291
C 3 - 1 - Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablaufbestimmenden Parameter.....	299
C 3 - 2 - Berechnung der Brandentwicklung und -aus- breitung durch Wärmebilanzen.....	323
C 3 - 3 - Rechnerische Analyse der Großversuchsbrände mittels Wärmebilanzrechnungen.....	349
C 3 - 4 - Stahlbetonstützen in natürlichen Brandfällen, Versuch und Theoriebildung.....	397
C 3 - 5 - Bestimmung der Temperaturfelder in Bauteilen mit praxisgerechten Lösungsmethoden.....	417

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148

1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des Sonderforschungsbereichs 148 - Brandverhalten von Bauteilen -

Der Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig wird seit 1973 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert. Ihm gehören z. Z. das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, das Institut für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie der Technischen Universität Braunschweig und das Institut für Steine und Erden der Technischen Universität Clausthal an.

Während Untersuchungen über die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Bauwerken und Bauteilen gegenüber den Gebrauchs- und Bruchlasten unter Normaltemperatur seit Jahren in vielfältiger Weise studiert und gefördert werden, sind erst mit Einrichtung des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" im Jahre 1973 grundlegende Untersuchungen des Verhaltens von Bauwerken und Bauteilen unter der Katastrophenbeanspruchung "Brand" in zusammenhängender Weise ermöglicht worden. Schäden durch Brandeinwirkung sind in sehr viel höherem Maße als die Tragsicherheit von zufälligen und statistisch schwer erfaßbaren Einflüssen abhängig; Fehleinschätzungen der Brandgefahr und Mängel im Bereich der Brandschutzmaßnahmen führen vergleichsweise häufiger zum Verlust ganzer Bauwerke als etwa Fehler rechnerischer, konstruktiver oder ausführungsbedingter Natur. Daher bedürfen auch die sicherheitstheoretischen und probabilistischen Komponenten des Katastrophen-Lastfalles "Brand" besonderer wissenschaftlicher Untersuchung.

Ziel dieses Sonderforschungsbereichs ist demzufolge die Gewinnung, Anwendung und Weitergabe von Kenntnissen über das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen und Bauwerken unter Brandbeanspruchung. Wesentliche Voraussetzung dafür sind eingehende physiko-chemische Untersuchungen über Festigkeit, Verformung, Kriechen und Relaxation der Konstruktionsbaustoffe bei instationärer Temperatureinwirkung. Von ebenso grundlegender Bedeutung sind Untersuchungen über Brandentwicklung und Brandausbreitung; sie liefern die thermodynamischen Randbedingungen für den Beanspruchungsfall "Brand". In das Gesamtanliegen werden

sicherheitstheoretische Fragen einbezogen, wobei sowohl die Bauteilbeanspruchung wie das Bauteilverhalten mit Ansätzen auf probabilistischer Grundlage untersucht werden.

Gleichlaufend mit den Arbeiten des SFB werden an den beteiligten Hochschuleinrichtungen einzelne einschlägige Probleme in Forschungsarbeiten und Versuchen studiert, deren Finanzierung zwar von anderer Seite erfolgt, deren Thematik jedoch eng mit den Zielen des SFB 148 verknüpft ist. Diese Arbeiten stellen eine höchst erwünschte Ergänzung und Abrundung der Aufgaben des SFB dar; sie sind in der Regel auf die rasche Gewinnung aktueller Informationen über Einzelfragen aus dem Bereich des Brandverhaltens von Bauteilen oder von Sonderbauwerken abgestellt, betreffen also keine Grundlagenfragen, liefern jedoch wichtige Anregungen für die Zielsetzungen des SFB und bieten gelegentlich auch die Möglichkeit, Arbeitsergebnisse des SFB an Aufgaben der Praxis zu überprüfen.

Eine Übersicht über diese begleitenden Arbeiten wird an anderer Stelle gegeben (Förderungsantrag für 1984 - 1986, S. 28 ff); hier sei lediglich auf Untersuchungen an Stahl-Verbundstützen und Verbundträgern hingewiesen, die interessante Anregungen für die weiteren Arbeiten des SFB geliefert haben, deren Effektivität aber andererseits durch das Einfließen des im SFB erworbenen Kenntnisstandes ganz wesentlich beeinflusst wurde.

Der Projektbereich A (Bauteile) bildete von Beginn an das Hauptarbeitsgebiet des SFB. Die Temperaturverteilung im Querschnitt der einzelnen Bauglieder und das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile in Abhängigkeit von Last, Zwang, Temperatur und Zeit wurden studiert und bedürfen auch weiterhin intensiver Untersuchung, um zu allgemeingültigen Lösungen und Erkenntnissen zu gelangen, die eine rechnerisch-theoretische Behandlung des Brandverhaltens von Bauteilen beliebiger Art ermöglichen.

Auf den Gebieten charakteristischer stabförmiger Bauteile wie Stützen, einfachen Rahmen und Balken (Teilprojekt A 1) sowie flächenhafter Bauteile wie Stahlbeton-Platten oder Verbund-Platten (Teilprojekt A 2) konnten nach Inbetriebnahme der aufwendigen Versuchsanlagen wichtige Fortschritte in Theorie und Experiment erzielt werden, die nicht nur Forschung und technische Entwicklung sowie das Normungswesen in

Deutschland maßgeblich beeinflussen, sondern auch im Ausland (insbesondere in Schweden und in den USA) ähnliche wissenschaftliche Bemühungen initiierten und internationale Empfehlungen zum Teil erst möglich machten.

Bei den Arbeiten der Teilprojekte A 1 und A 2 bilden die Probleme der Bauteil-Interaktionen einen der Schwerpunkte, um so zu einer Beschreibung des Verhaltens ganzer Tragwerke unter voller oder auch nur teilweiser Brandbeanspruchung zu gelangen.

So notwendig es aber ist, Wege zur Berechnung des Brandverhaltens beliebiger Bauteile und Bauwerke zu erschließen, so widersinnig wäre es, eine ausführliche brandschutztechnische Berechnung und Bemessung für jedes Bauwerk anzustreben. Für sicherlich 80 % aller Baumaßnahmen gibt DIN 4102 Teil 4 schon jetzt ausreichende Hinweise auf die brandschutztechnisch erforderlichen Maßnahmen. Im Hinblick auf die Bedürfnisse der Praxis wird daher innerhalb des Projektbereichs A auch nach Kriterien gesucht, die erkennen lassen, in welchen Fällen eine ingenieurmäßig-wissenschaftliche Behandlung des Brandgeschehens unter Nutzung der hier gesammelten Erkenntnisse notwendig ist. Außerdem werden die bisher entwickelten sehr komplexen Berechnungs- und Bemessungsverfahren für den Lastfall "Brand" daraufhin überprüft, ob sich für bestimmte Aufgaben oder Situationen Näherungslösungen angeben lassen, die einfach genug sind, um für die tägliche Praxis unserer Ingenieurbüros akzeptiert zu werden. Mit diesem Themenkreis ist das Teilprojekt A 3 befaßt, das 1981 seine Arbeiten beginnen konnte.

Der Projektbereich B ist der wissenschaftlichen Durchleuchtung des Hochtemperaturverhaltens der Konstruktionsbaustoffe gewidmet. In den zentralen Teilprojekten B 3 und B 4 wurde neben der Fortführung der bisherigen Arbeiten eine Erweiterung durch wichtige neue Aufgaben vorgenommen; in beiden Teilprojekten konnten neue Versuchsanlagen in Betrieb genommen werden. Für B 3 stehen das Hochtemperaturverhalten von Beton unter biaxialer mechanischer Beanspruchung sowie Probleme der Restfestigkeit und irreversibler Verformungen im Vordergrund, Relaxationsuntersuchungen werden vermehrt durchgeführt. Das Teilprojekt B 4 hat seine Untersuchungen auf das Hochtemperaturverhalten verschiedener Stähle unter Druck- und Biegebeanspruchung ausgedehnt, da auf diesen Gebieten keine bzw. nur sehr alte, nicht umfassende Untersuchungen vorliegen. Neue Stähle, Beton-Stabstahl IV und Tempcore-Stahl, werden in die Untersuchungen einbezogen.

Das Teilprojekt B 5 hat seine Untersuchungen über das Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen so weit vorangetrieben, daß sein Abschluß 1984 vorgesehen ist. Das Teilprojekt B 6 hat Untersuchungen über die Struktur- und Phasenveränderungen des hydratisierten Zementsteins und die damit verbundenen Veränderungen der physikalischen Eigenschaften bei erhöhter Temperatur intensiviert, wozu sowohl verschiedene Zementarten als auch reines Tricalciumsilikat herangezogen wurden.

Das Problem der chemischen Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton wird im Teilprojekt B 7 studiert, das erfreulicherweise im Jahr 1981 neu eingerichtet werden konnte. Diese Frage ist für die Beurteilung der Weiterverwendbarkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach einem Brand von Bedeutung, sofern deren Tragfähigkeit nicht gravierend beeinträchtigt ist, man wohl aber mit einer korrosiv bedingten Langzeitschädigung rechnen muß.

In allen Teilprojekten des Bereichs B wird besonderer Wert gelegt auf die Bereitstellung von Materialdaten, auf die der Projektbereich A angewiesen ist; ebenso große Aufmerksamkeit wird aber auch der Erforschung und Darstellung der physikalischen bzw. physikochemischen Prozesse gewidmet, die zu den beobachteten Phänomenen führen.

Seit Bestehen des SFB wird im Projektbereich C Problemen des Brandablaufs nachgegangen; es wurden instationäre Wärmeleitungsvorgänge im Beton studiert (Kalksteinsäuerung, C 2) und Modelluntersuchungen über Entstehung und Ablauf wirklicher Brände (C 1) in Angriff genommen. Diese Teilprojekte wurden bereits abgeschlossen.

Seit 1981 wird das neue Teilprojekt C 3 gefördert. In diesem Teilprojekt werden Versuche mit sog. natürlichen Bränden in Räumen unterschiedlicher Größe durchgeführt, um vertiefte Erkenntnisse über Brandausbreitung, Temperaturverlauf und Wärmeübertragung auf Bauteile bei nach Art und Größe unterschiedlichen Brandlasten in charakteristischen, jedoch wesentlich voneinander verschiedenen Brandräumen (normaler Hochbau und Tunnel) zu sammeln. Daneben wird aber auch die Entwicklung toxischer und aggressiver, korrosionsfördernder Brandgase studiert. Eine Überprüfung und Weiterentwicklung vorhandener Modelle für Wärmebilanzrech-

nungen wird angestrebt. Von diesem Teilprojekt werden wesentliche Anstöße für die Bemühungen in den Bereichen A (Bauteilverhalten) und D (Sicherheitstheorie) erwartet.

Schon jetzt erfordern Fragestellungen aus der Praxis Untersuchungen, wie sie im Teilprojekt C 3 durchgeführt werden: Es handelt sich um die Beurteilung der Brandentwicklung und -auswirkung in Räumen besonderer Art und Zweckbestimmung, wie etwa in Industrieanlagen mit brandschutztechnisch ungewöhnlichen Vorbedingungen, ferner in tunnelartigen Verkehrsbauten und in Kernkraftwerken. Nicht nur sind bei derartigen Objekten für den Brandfall häufig komplexe Zwangbeanspruchungen der Bauteile zu ermitteln und zu verfolgen, sondern die anzusetzenden Grenzzustände weichen auch vielfach deutlich von den sonst üblichen - etwa in DIN 4102 festgelegten - ab. In der Regel wird in diesen Sonderfällen ein individueller Objektschutz angestrebt, was besagt, daß das Bauwerk weder versagen darf, noch durch den Brand bleibende Schäden - Festigkeitsminderungen, Verformungen - erleiden darf, sofern sie nicht mit vertretbarem Aufwand zu reparieren sind. Für Ermittlungen dieser Art erweist sich der Ansatz der Normbrandbeanspruchung nach DIN 4102 als nicht ausreichend. Die im Rahmen des Projektbereichs C untersuchten Grundlagen bilden die entscheidende Voraussetzung für eine wirklichkeitsnahe Bestimmung der maßgebenden Temperaturverläufe im Brandraum und können insofern als praxisnahes Beispiel für die Bedeutung dieses Projektbereiches dienen.

Sicherheitstheoretische Untersuchungen, denen sich der Projektbereich D widmet, wurden zunächst unter Zuhilfenahme von Versuchsdaten des Projektbereichs A auf der Grundlage des Normbrandes durchgeführt. Jetzt sind auch "natürliche" Brände in die Arbeiten einbezogen worden. Hierzu ist es notwendig, einen natürlichen Brandablauf als rechnerisch-mathematisches Modell darzustellen, dessen Aufbau als Grundlage für eine probabilistische Untersuchung geeignet ist. Als Eingangsbedingungen werden die den Brandablauf entscheidend beeinflussenden Parameter - wie z.B. Ventilationsbedingungen der Brandräume, Brandlast, deren örtliche Verteilung und Abbrandrate - mit ihren statistischen Verteilungen herangezogen.

Diese Untersuchungen sollen zu einem Vergleich zwischen natürlichen Bränden und den auf der Basis der ETK gewonnenen Ergebnissen auf proba-

bilistischer Grundlage führen und damit Voraussetzungen für eine Neugestaltung der Grundlagen des baulichen Brandschutzes hinsichtlich Anforderungen und Umfang der Schutzmaßnahmen schaffen. Solcherart werden im Bereich D wesentliche Ziele des SFB angesprochen: Es geht einerseits darum, die Erkenntnisse zu vermitteln, daß Brandversuch und Berechnung des Brandverhaltens von Bauteilen mit definierbaren Unsicherheiten behaftet sind, - andererseits sollen Fragen des Brandablaufs probabilistisch aufbereitet werden, um zu einer Beurteilung von Brandschutzmaßnahmen auf der Basis eines gleichmäßigeren Sicherheitsniveaus zu gelangen.

Der Sonderforschungsbereich konnte im Berichtszeitraum seinen Kenntnisstand auf allen behandelten Gebieten vertiefen; er strebt einen befriedigenden Gesamtabschluß mit dem Jahre 1986 an. Jedoch werden einige Teilprojekte, die entweder erst neu entstanden sind oder neue Teilziele verfolgen, ihre Tätigkeit weiter fortsetzen müssen, um optimale Ergebnisse zu erreichen, die von der gesamten Fachwelt genutzt werden können. Das gilt für die Teilprojekte A 3, B 3, C 3 und D 1.

Die Kooperation innerhalb des Sonderforschungsbereichs ist sehr zufriedenstellend und bietet keine Probleme. In kleinem oder größerem Kreis werden Erfahrungen, Ergebnisse, Schwierigkeiten und Lösungsmöglichkeiten sowohl innerhalb der Teilprojekte und Projektbereiche als auch projektübergreifend diskutiert. Daß Mitarbeiter in mehreren Teilprojekten tätig sind oder beratende Funktionen haben, wirkt sich hierbei positiv aus. Regelmäßige interne Kolloquien mit "offiziellem" Charakter haben sich nicht als notwendig erwiesen.

Wissenschaftler aller Teilgebiete des SFB 148 sind in den nationalen und internationalen Gremien tätig, die mit Fragen des baulichen Brandschutzes befaßt sind, und konnten - nicht zuletzt aufgrund ihrer durch den Sonderforschungsbereich erworbenen Kenntnisse - Wesentliches auf den dort beschrittenen Wegen zur Harmonisierung der Grundlagen, Betrachtungsweisen, Anforderungen und Nachweise leisten.

1.2 Stellung innerhalb der Hochschule

Die Projektbereiche A, B, C und D werden - mit Ausnahme der Teilprojekte B 4 und B 6 - von Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massiv-

bau und Brandschutz (Lehrgebiete für Baustoffkunde: Professor R o s t á s y und Professor G r o ß k u r t h , Massivbau: Professor K o r d i n a und Professor Q u a s t) geleitet und durch Bereitstellung von Personal und Gerät als Grundausrüstung gefördert.

Das Teilprojekt B 4 wird vom Institut für Werkstoffkunde und Schweißtechnik (Professor R u g e) getragen; aus naheliegenden, aufgaben- und werkstoffbezogenen Gründen ist die Verbindung und Zusammenarbeit mit dieser Forschungseinrichtung der Fakultät Maschinenbau und Elektrotechnik der Technischen Universität Braunschweig besonders eng.

Zu einer Wiedereingliederung des Instituts für Wärme- und Brennstofftechnik in den SFB 148 ist es im Berichtszeitraum nicht gekommen; der Nachfolger von Professor D o l e [✓] z a l ist noch immer nicht berufen.

Der Kontakt zur TU Clausthal wird durch das Teilprojekt B 6 aufrechterhalten, das von Professor O d l e r (Lehrstuhl für Bindemittel und Baustoffe an der Technischen Universität Clausthal) betreut wird.

Professor S c h n e i d e r , Leiter des Teilprojekts B 3, ist inzwischen an die Gesamthochschule Kassel berufen worden; jedoch wird er seine maßgebende Mitarbeit im Sonderforschungsbereich fortsetzen.

Wegberufen wurde ebenfalls Professor K l i n g s c h ; seine an der Fachhochschule Wuppertal übernommenen Pflichten werden zukünftig nur noch einen losen Kontakt zum SFB 148 zulassen.

Die Schwierigkeiten bei der Bereitstellung der Grundausrüstung des Sonderforschungsbereichs 148, die dadurch entstehen, daß die Technische Universität keinerlei Unterstützung geben kann, wurden bereits mehrmals beklagt. Auch im Berichtszeitraum 1981 - 1983 hat sich daran nichts geändert. Weiterhin haben die beteiligten Lehrstühle und Institute alles ihnen Mögliche getan, um die erforderliche personelle und Sachmittel-Grundausrüstung vorzuhalten.

1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses

In der Lehre werden grundlegende Forschungsergebnisse des Sonderforschungsbereichs unmittelbar an die Studierenden weitergegeben. Seit dem Sommersemester 1979 werden mehrere Wahlvorlesungen über das Gesamtgebiet des baulichen Brandschutzes gehalten, die gute Resonanz zeigen. Neben Studierenden der letzten Fachsemester sind in zunehmendem Maße auch ältere Fachkollegen aus der Praxis als Hörer anzutreffen. Seit dem Wintersemester 1979/80 wird ferner eine Wahlvorlesung über das Hochtem-

peraturverhalten der Baustoffe für Studierende der Fakultäten für Bauwesen und Maschinenbau angeboten. Seit dem Wintersemester 1982/83 liest Herr Professor Quast im Bauingenieur-Vertiefungsstudium über "Baulichen Brandschutz" (Pflichtfach).

Fachkollegen aus der Praxis wird durch Kolloquien und Kompaktkurse bzw. in Form eines Kontaktstudiums Zugang zu den praxisimmanenten Ergebnissen des Sonderforschungsbereichs vermittelt. Wie die bereits vorangegangenen Veranstaltungen dieser Art fand auch das Öffentliche Forschungskolloquium vom September 1982 in der Fachwelt große Anerkennung. Eine ähnliche Veranstaltung ist auch gegen Ende der nächsten Förderungsperiode vorgesehen.

Mit diesem Lehrangebot über Fragen des Brandschutzes hat die Technische Universität Braunschweig eine herausragende Stellung erreicht.

Im Berichtszeitraum wurden mehrere Promotionsverfahren mit Dissertationen aus den Forschungsgebieten des Sonderforschungsbereichs abgeschlossen; Dr.-Ing. Haksever habilitierte an der Technischen Universität Istanbul.

1.4 Alphabetische Liste der im Sonderforschungsbereich beteiligten Wissenschaftler

- Achwan, A., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Diederichs, U., Dr.-Ing., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Dobbernack, R., Dr.-Ing., Wärme- und Verfahrenstechnik, MPA Bauwesen, Niedersachsen
- Drescher, G., Dr.-Ing. (habil.), Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie, TU Braunschweig
- Ehm, C., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Ertingshausen, H., Reg.-Dir. Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen, Niedersachsen
- Großkurth, K.P., Prof. Dr.-Ing., Baustoffkunde, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Hagen, E., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Haksever, A., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Haß, R., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Henke, V., Dr.-Ing., Bauingenieur, Lehrstuhl für Massivbau, TU Braunschweig

Herschelmann, F., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Heydemann, G., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Hinrichsmeyer, K., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Hoffend, Fr., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Kiel, M., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Klingsch, W., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig (jetzt: Gesamt-Hochschule Wuppertal)

Köster, H., Dipl.-Phys., Physik, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Kordina, K., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Krampf, L., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Lämmke, A., Dr.-Ing., Chemie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Linnemann, R., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Malorny, W., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Maula, A., Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Meyer-Ottens, C., ORR Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen, Niedersachsen

Neisecke, J., RR Dr.-Ing., Physik, MPA Bauwesen, Niedersachsen

Odler, J., Prof. Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Quast, U., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Richter, E., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Rostásy, F.S., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Ruge, J., Prof. Dr.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Rudolph, K.-Chr., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Sager, H., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schneider, U., Prof. Dr.-Ing., Thermodynamik, Gesamthochschule Kassel

Stiller, J.-H., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schwick, W., Dipl.-Min., Mineralogie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Timm, R., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wehling, D., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wesche, J., RR Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wiese, J., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

1.5 Aktivitäten des Sonderforschungsbereichs 148

1.5.1 Interne Aktivitäten

04.02.1981 Mitgliederversammlung

1. Besprechung des Bewilligungsbescheids für das Haushaltsjahr 1981
2. Allgemeine Fragen

14.08.1981 Projektleiterbesprechung

1. Finanzsituation im Haushaltsjahr 1981
2. Weggang von Dr. Schneider nach Kassel

26.10.1981 Mitgliederversammlung

1. Besprechung der Lage und unseres Vorgehens hinsichtlich der Weiterförderung des SFB
2. Allgemeine Fragen

14.12.1981 Mitgliederversammlung

1. Besprechung der Möglichkeiten eines öffentlichen Kolloquiums im Jahr 1982
2. allgemeine Fragen

25.01./08.02.1982 Mitgliederversammlung

1. Besprechung der vorzubereitenden Unterlagen für die Perspektivdiskussion im September 1982
2. Besprechung des öffentlichen Forschungskolloquiums im September 1982 in Karlsruhe
3. allgemeine Fragen

01.09.1982 Mitgliederwahl

Vorbereitung des öffentlichen Forschungskolloquiums (Vorträge)

29.10.1982 Mitgliederversammlung

1. Neuwahl eines der stellvertretenden Sprecher
2. Finanzsituation im laufenden Haushaltsjahr
3. allgemeine Fragen

04.02.1983 Mitgliederversammlung

1. Fragen im Zusammenhang mit der Antragstellung 1984 - 86, der Berichterstattung 1981 - 83 und der Gutachtersitzung
2. allgemeine Fragen

1.5.2 Externe Aktivitäten

1 9 8 1

- 10./11.03. CIB W 14-Workshop on Structural Fire Safety, Berlin (Krampf, Schneider, Henke)
- 12.03. FIP/CEB Task Group "Fire Design", Berlin (Kordina, Krampf)
- 16.-19.03. ISO TC 92, SC 2/WG 1 und 2, Prag (Kordina, Quast, Wesche)
- 24.03. Deutsche Ges.f.Holzforschung, Fachgespräch Brandschutz, Würzburg (Vortrag Meyer-Ottens)
- 30.04. Stuckgewerbetag, Nürnberg (Vortrag Meyer-Ottens)
- 19./20.05. RILEM Committee "High Temperature Properties", Lissabon (Schneider)
- 11./12.06. Europ. Stahlbaukonvention, Comm. 3 "Fire", Stockholm (Krampf)
- 26.-30.07. CIB W 14-Workshop "Brandmodelle", Paris (Vortrag Dobbernack)
- 03.-05.08. FIP-Commission on Fire Resistance, Stratford o.A. (Kordina, Krampf)
- 10./11.09. IVBH-Symposium, London (Vortrag Kordina)
- 29.10. Bautage 1981, München (Vortrag Meyer-Ottens)
- 09./10.11 FIP/CEB Task Group "Fire Design", Paris (Kordina, Krampf)

- 25.11. BMFT-Statusseminar Sicherheit, Brand- und Katastrophenbekämpfung, Köln (Vortrag Kordina)
- 25.-27.11. CIB W 14-Ausschuß "Model Code - Structural Fire Protection", Paris (Dobbernack, Henke, Schneider)
- 27.11. Architektenkammer Niedersachsen, Braunschweig (Vortrag Meyer-Ottens)
- 02./03.12. ISO TC 92, SC 2/WG 1 und 2, Delft/den Haag (Meyer-Ottens, Quast, Wesche)
- 04.12. Architektenkammer Niedersachsen, Hannover (Vortrag Meyer-Ottens)

1 9 8 2

- 14./15.01. CIB-W 14-Workshop on Structural Safety, Lund (Schneider)
- 09./10.02. Verband der Sachversicherer, Fachtagung "Baulicher Brandschutz in der Praxis", Hannover (Vorträge Dobbernack und Meyer-Ottens)
- 03.03. Deutscher Beton-Verein, Arbeitstagung "Baulicher Brandschutz mit Beton", Wiesbaden (Vorträge Kordina, Krampf und Meyer-Ottens)
- 05.03. Techn. Akademie Südwest, Brandschutzseminar, Mainz (Vortrag Meyer-Ottens)
- 18.03. Stahlbau-Forschungskolloquium, TU Braunschweig (Vortrag Kordina)
- 22.03. Techn. Akademie Eßlingen, Brandschutzseminar, Eßlingen (Vortrag Meyer-Ottens)
- 20.04. EG-Generaldirektion III, Europ. Brandschutzbestimmungen, Brüssel (Meyer-Ottens)
- 20.04. Konferenz "Actual Problems of Preventive Fire Protection", Brüssel (Vortrag Kordina)
- 27.04. CEB-Plenary Session, München (Kordina, Vortrag Krampf)
- 22./23.04. Europ. Stahlbaukonvention, Comm. 3 "Fire", Brüssel (Krampf)
- 30.04. Techn. Akademie Südwest, Brandschutzseminar, Saarbrücken (Vortrag Meyer-Ottens)
- 09.-14.05. CIB W 14-Arbeitssitzung, Delft (Dobbernack, Haksever, Kordina, Schneider)
- 11.05. RILEM Committee "High Temperature Properties", Delft (Schneider)
- 11.-13.05. Workshop "Charakterisierung von Festkörpern", Mainz, (Diederichs, Hinrichsmeyer)
- 14.05. VBI-Bayern, Brandschutzseminar, Erlangen (Vortrag Meyer-Ottens)
- 17.-21.05. ISO TC 92, SC 2/WG 1 und 2, London/Boreham Wood (Meyer-Ottens, Quast, Wesche)
- 06.-10.06. 9. FIP-Kongreß, Stockholm (Vorträge Kordina und Krampf)

- 08.06. VFDB-Tagung, Oldenburg (Meyer-Ottens)
- 14.-16.06. Paisly College of Technology, International Conference on Bond in Concrete, Edin burg (Vortrag Sager)
- 28.08.-9.9. Erfahrungsaustausch in USA und Kanada: Underwriters Laboratories, Portland Cement Ass., Factory Mutual, National Bureau of Standards, National Research Council of Canada, (Dobbernack, Quast)
- 21.-23.09. 6. Internationales Brandschutzseminar, Karlsruhe (Vorträge Dobbernack/Schneider und Haksever, Kordina, Krampf, Meyer-Ottens)
- 27.09. CIB W 14-Workshop on Structural Fire Safety, Leiden (Schneider)
- 08./09.11. RILEM Committee "High Temperature Properties", Paris (Krampf/Schneider)
- 24.11. CEB-General Task Group "Fire", Braunschweig (Kordina, Krampf)
- 03.12. Techn. Akademie Südwest, Brandschutzseminar, Koblenz (Vortrag Meyer-Ottens)

1 9 8 3

- 31.01.-2.2. Erfahrungsaustausch in Finnland, Research Centre of Finland und Technical University, Helsinki (Diederichs)
- 08.-11.02. ISO TC 92, SC 2/WG 1 und 2, Berlin (Kordina, Meyer-Ottens, Quast, Wesche)
- 22.02. Seminar "3 Decades of Structural Fire Safety", Boreham Wood (Vorträge Kordina und Meyer-Ottens, Krampf)
- 26.-29.04. RILEM/CNR Symposium "Principles and Application of Pore Structural Characterization", Mailand (Diederichs)
- 02./03.05. CIB W 14-Workshop on Structural Fire Safety, Bern (Henke, Krampf, Schneider)
- 04./05.05. Europ. Stahlbaukonvention, Comm. 3 "Fire", Baden-Baden (Kordina, Krampf)
- 16./17.05. CIB W 14-Workshop on Modelling Pre-Flashover Fires", Borås (Dobbernack)
- 18./19.05. ISO TC 92, SC 1/WG 1 und 7, Borås (Dobbernack)
- 27./30.06. AEC Conference "Science of Ceramics", Saint-Vincent (Hinrichsmeyer)
- 03.-06.10. CEB-Plenary Session, Prag (Kordina, Krampf)
- 27./28.10. Europ. Stahlbaukonvention, Comm. 3 "Fire", Wien (Krampf)
- 07.12. CEB-Genral Task Group "Fire", Delft (Kordina, Krampf)

Nicht im einzelnen aufgeführt wurden die Zusammenkünfte deutscher Normenausschüsse und Sachverständigenausschüsse, in denen mehrere Mitarbeiter des SFB 148 tätig sind.

1.5.3 Öffentliches Forschungskolloquium

Nach zwei vorangegangenen, jeweils mehrtägigen Vortragsveranstaltungen - 1976 und 1979 - veranstaltete der Sonderforschungsbereich 148 sein drittes öffentliches Kolloquium am 20.09.1982 an der Universität Karlsruhe. Aus mancherlei Gründen wurden Zeit und Ort in unmittelbarem Zusammenhang mit dem 6. Internationalen Brandschutzseminar gebracht, das Herr Dr.-Ing. Seeger für die Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes ausrichtete.

Da für das Kolloquium des SFB so nur wenig Zeit zur Verfügung stand, mußte auf eine umfassende Darstellung der Entwicklung in den letzten Jahren verzichtet werden; die Vorträge sollten Einblick in die Arbeiten jedes einzelnen Teilprojekts geben und - soweit möglich - Zwischenergebnisse dieser Arbeit präsentieren.

An der Veranstaltung nahmen etwa 100 Personen aus dem In- und Ausland teil. Ihr Interesse bekundeten sie durch rege Diskussion des Gehörten.

Folgende Einzelbeiträge, die jeweils durch allgemeine Einführungen in den Zusammenhang der Gesamtziele gestellt wurden, bildeten das Vortragsprogramm:

- Hagen: Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablauf bestimmenden Parameter
- Maula: Strukturveränderungen im Zementstein unter hohen Temperaturen
- Ehm: Die biaxiale Hochtemperaturprüfanlage; Konzeption und erste Ergebnisse
- Sager: Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen
- Malorny: Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton
- Linnemann: Einfluß einer Temperaturerhöhung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen
- Klingsch/Haß: Brandverhalten von Gesamttragwerken/experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen bei horizontaler Deckendilatation
- Kiel/Wiese: Versuchs- und Rechenergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten
- Henke: Der Einfluß von Vorinformationen auf die Festlegung von Bemessungswerten aus Versuchsergebnissen

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich A "Bauteile"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich A

Zum Projektbereich A sind drei Teilprojekte zusammengefaßt:

- A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen,
- A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton,
- A 3 - Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke.

Bis heute werden im Regelfall nur Einzelbauteile für die Katastrophenbeanspruchung "Brand" bemessen. Untersuchungen über das Zusammenwirken ganzer Konstruktionen sind nur vereinzelt durchgeführt worden. Zielsetzung des Projektbereichs A ist daher, auf breiterer Basis das Brandverhalten sich gegenseitig beeinflussender Bauteile auf theoretisch-rechnerischem wie auf experimentellem Wege zu erforschen. Dazu werden vorwiegend die in den Titeln der beiden ersten Teilprojekte genannten Konstruktionstypen herangezogen. Durch Verallgemeinerung der gewonnenen Ergebnisse und deren sinnvolle Kombination soll ermöglicht werden, auch das Verhalten komplexer räumlicher Systeme zu beurteilen. Eine enge Zusammenarbeit der beiden Teilprojekte war daher schon seit Beginn des Sonderforschungsbereichs vorhanden, und sie wurde im Verlauf der Untersuchungen intensiviert.

Im Berichtszeitraum neu hinzugekommen ist das Teilprojekt A 3, das seine Hauptaufgabe darin sieht, die in den beiden anderen Teilprojekten entwickelten Rechenverfahren zur vollständigen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen, die in ein Gesamtragsystem integriert sind, nutzbar zu machen für die Ingenieurpraxis. Da hier die grundsätzliche Fragestellung darauf reduziert ist, die Bauteilsicherheit für eine bestimmte Brandeinwirkungszeit hinreichend genau zu beurteilen, können gewisse Vereinfachungen in den Rechengrundlagen vorgenommen werden.

Mehrere der Mitarbeiter des Projektbereichs A sind für alle Teilprojekte tätig. Das wird nicht nur wegen der engen Verknüpfung der Aufgabenstellung grundsätzlich als sinnvoll angesehen, sondern führt -

auch im einzelnen - zu Vereinfachungen. Beispielsweise werden Rechenprogramme so entwickelt, daß sie mit entsprechenden Modifikationen in den Teilprojekten eingesetzt werden können.

Die enge Verknüpfung nicht nur der Teilprojekte untereinander, sondern auch zwischen den Projektbereichen sei hier gleichfalls angesprochen; sie wird durch einige Einzelberichte verdeutlicht.

Liste der Veröffentlichungen, im Berichtszeitraum
verfaßt von Mitarbeitern des Projektbereichs A

- 1 Haksever, A. Möglichkeiten, nachträglich die in einem Betonbauteil
 Krampf, L. während eines Schadenfeuers aufgetretenen Temperaturen
 abzuschätzen
 Schriftenreihe des DAfStb (in Vorbereitung)

- 2 Haksever, A. Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter
 Haß, R. Verbügelung unter Feuerangriff
 Schriftenreihe des DAfStb, Heft 332, 1982

- 3 Haksever, A. Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei
 natürlichen Bränden
 Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
 Technischen Universität Braunschweig, Heft 52, 1982

- 4 Haksever, A. Brandschutztechnische Bemessung von Stahlkonstruktionen
 Schneider, U. bei realen Bränden
 Bauingenieur 58, August 1983

- 5 Haksever, A. Brandverhalten von bretttschichtverleimten Holzstützen
 und Holzbalken
 Der Bauingenieur 57, 1982, S. 19 - 26

- 6 Haksever, A. Zum Brandverhalten von Leichtbetonkonstruktionen
 Schneider, U. Deutsche Bauzeitschrift 9 / 1982, S. 1279 - 1282

- 7 Haksever, A. Fire response of total systems in a local fire
 Fire Safety Journal, 4-1981/82, S. 141 - 146

- 8 Haß, R. Statistische Erhebungen über Brandbelastung,
 Raumeometrie und Raumbelüftung in modernen
 Schulgebäuden
 Untersuchung im Auftrag des Bundesministeriums für
 Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1981

- 9 Herschelmann, F. Untersuchungen über konstruktive Maßnahmen, die die
Feuerwiderstandsdauer von Stahl-Verbundträgern
verbessern
Untersuchung im Auftrag des Bundesministeriums für
Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1982

- 10 Hoffend, F. Brandverhalten von Stahlstützen
Bauphysik 4/1981

- 11 Klingsch, W. Tragfähigkeit von Verbundstützen aus einbetonierten
Walzprofilen im Brandfall
Thyssen Technische Information, 1980

- 12 Klingsch, W. Sanierung brandgeschädigter Bauteile
Deutsche Bauzeitschrift DBZ, Heft 12, 1980

- 13 Klingsch, W. Grundlagen der brandschutztechnischen Auslegung und
Beurteilung von Verbundstützen
Bauphysik, Heft 4/81

- 14 Klingsch, W. Coaccao em sistemas porticados de aco por ocorrencia de
Neves, I. incendio localizado
Revista portuguesa de engenharia de estruturas, no.
10, ano IV, fev. de 1981

- 15 Klingsch, W. Les constructions avec poteaux en profils creux remplis
Mürker de beton en Allemagne
Congres CIDECT Proceedings, Juni 1981

- 16 Klingsch, W. Stahlkonstruktionen mit Wasserkühlung
Witte, H. Berichtsband über das 2. Statusseminar des BMFT
Hönig "Sicherheit, Brand- und Katastrophenbekämpfung,
Notfallrettung", 1981

- 17 Klingsch, W. Brandverhalten von Kaltprofilen
Beitrag für die 3. Auflage "Kaltprofile", Düsseldorf
1982

- 18 Klingsch, W. Load bearing behaviour of composite columns in fire
case
Fire Safety Journal, Elsevier, 1982

- 19 Klingsch, W. Fire Resistance of Solid Steel Columns
Fire Safety Journal, Elsevier, 1982

- 20 Klingsch, W. Einfluß thermischer Übergangsbedingungen auf das
Rudolph, K. Erwärmungsverhalten von Bauteilen im Brandfall
Bauphysik, 1983

- 21 Klingsch, W. Hohlprofil-Verbundstützen im Hochbau
Stahlbau, 1982

- 22 Kordina K. Untersuchungen zum Brandverhalten von
Klingsch, W. Stahlbetonbauteilen mit Stabbündelbewehrung
Wiese, J. Forschungsbericht an den Minister für Landes- und
Stadtentwicklung
des Landes Nordrhein-Westfalen, 1983

- 23 Kordina, K. Beton Brandschutz Handbuch
Meyer-Ottens, C. Düsseldorf 1981

- 24 Kordina, K. Brandverhalten von Dehnfugen
Meyer-Ottens, C. beton 1982, Heft 5
Auszug aus : Beton-Brandschutz-Handbuch

- 25 Kordina, K. Grundlagen des baulichen Brandschutzes im Industriebau
Schneider, U. Beiträge zur Bautechnik, 1980

- 26 Kordina, K. Bestandsaufnahme brandschutztechnischer Gegebenheiten,
Schneider, U. Maßnahmen und Bestimmungen in Kernkraftwerken
König, G. Abschlußbericht BMI SR 144 der Arbeitsgemeinschaft
Hosser, D. Brandschutz in KKW, Sept. 1981

- 27 Kordina, K. The Influence of Thermal Forces on the Structural Form
IVBH - Symposium, London 1981

- 28 Kordina, K. Ständige Kommission für Feuerwiderstand, Bericht des
Obmannes zum 9. FIP-Kongress
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 5/1982

- 29 Kordina, K. Aktuelle Probleme des vorbeugenden baulichen
Brandschutzes
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 8/1982

- 30 Kordina, K. Baulicher Brandschutz in Straßen- und U-Bahn-Tunneln
Bauingenieur 56, 1981

- 31 Kordina, K. Zur Frage des Brandverhaltens von von
Klingsch, W. Stahl-Verbundkonstruktionen
Herschelmann, F. Berichtsband über das 2. Statusseminar des BMFT
"Sicherheit, Brand- und Katastrophenbekämpfung,
Notfallrettung", 1981

- 32 Kordina, K. FIP Commission on Fire Resistance - Chairmans report -
FIP IX. Congress, Proceedings, Stockholm 1982

- 33 Kordina, K. Design of Concrete Structures for Fire Resistance
Krampf, L. Preliminary draft of an appendix to the CEB-FIP model
et al. code
Bulletin d'information no. 145, CEB, Paris 1982

- 34 Kordina, K. Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges
Krampf, L. Konstruieren von Betonbauwerken
Schriftenreihe des DAFStb (in Vorb.)

- 35 Kordina, K. Evaluation of the load bearing capacity of columns of a
Haksever, A. tall building during a fire
Veröffentlichung demnächst in Fire Safety Journal,
Lausanne, 1983
- 36 Krampf, L. Möglichkeiten zur Erzielung optimalen Brandverhaltens
von Betontragwerken
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 5/1982
- 37 Krampf, L. How to obtain optimum structural behaviour of concrete
buildings under fire attack
FIP IX Congress, Proceedings, Stockholm 1982
- 38 Krampf, L. Brandschutz - ein bedeutsames Thema des FIP-Kongresses
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 8/1982
- 39 Krampf, L. Brandversuchsanlage für horizontale, dehnungsbehinderte
flächenartige Bauteile
Bauphysik 4/1982
- 40 Meyer-Ottens, C. Brandverhalten von Bauteilen
Teil I : DIN 4102 Teil 2 und ergänzende Bestimmungen
mit Erläuterungen und Beispielen aus DIN 4102 Teil 4
Teil II : Richtlinien und Erläuterungen für die Zulassung
von - Anstrichen, Dämmschichtbildnern
 - F- und G-Verglasungen
 - Spritzputzen auf Stahl und Beton
 - Fluchttunnel-Konstruktionen
 - Kabel- und Rohr-Abschottungen
Schriftenreihe Brandschutz im Bauwesen, Heft 22, 1981
- 41 Meyer-Ottens, C. Neuausgabe der DIN 4102 Teil 4 ermöglicht
wirtschaftliche Bemessung von Holzbauteilen gemäß den
bauaufsichtlichen Brandschutzanforderungen
Bauen mit Holz, Heft 10/1981

- 42 Meyer-Ottens, C. Brandverhalten von Holzbauteilen - Auswirkung von Brandversuchsergebnissen auf bauaufsichtliche Bestimmungen
Beitrag in : Brandverhalten und Feuerschutz von Holz und Holzkonstruktionen, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung 1982
- 43 Meyer-Ottens, C. Über das Haft- und Brandverhalten von Putzen auf
Steinert, J. Stahl-Profilen, Blechdecken und Betonbauteilen
Bundesbaublatt, Heft 3 - 4, 1981 und
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 5-6/1981
- 44 Meyer-Ottens, C. Brandschutzvorschriften der neuen Musterbauordnung
(MBO - Dezember 1981), Verschärfungen sowie
Erleichterungen, die das bisherige Sicherheitsniveau
erheblich herabsetzen
Bundesbaublatt, Heft 9, 1982
- 45 Meyer-Ottens, C. Brandverhalten von Decken aus Glasstahlbeton nach DIN 1045
Veröffentlichung in der Schriftenreihe des DAfStb i.V.
- 46 Richter, E. Rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens
brandbeanspruchter Spannbetonbalken
Bauphysik 2/1981
- 47 Schneider, U. Bestimmung baulicher Brandschutzmaßnahmen in
Haksever, A. Laborgebäuden
GiT Fachzeitschrift für das Laboratorium, 10/1981
- 48 Walter, R. Partiiell beanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des
inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell
Dissertation TU Braunschweig, 1981

- 49 Walter, R. Innere Zwängungen brandbeanspruchter Stahlbetondecken
Bauphysik Heft 5, 1981
- 50 Wesche, J. Tragverhalten von Stahlbetongeschoßdecken unter
Brandbeanspruchung
Bauphysik Heft 2, 1982

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammen-
hang mit biegebeanspruchten Bauteilen

Beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Haß
Dipl.-Ing. Heydemann
Dipl.-Ing. Hoffend
o. Prof. Dr.-Ing. Kordina
Prof. Dr.-Ing. Klingsch
Prof. Dr.-Ing. Quast
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Rudolph

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Bezug: Förderungsanträge 1974, S. 34 - 50
1977, S. 45 - 64
1980, S. 49 - 71
1983, S. 49 - 64 u. 89 - 100

Im Teilprojekt A 1 wird auf rechnerisch-theoretische und experimentelle Art das Trag- und Verformungsverhalten von stabförmigen Bauteilen bei Normbrandbeanspruchung (Einheits-Temperaturzeit-Kurve) und bei sog. natürlichen Bränden untersucht. Als stabförmige Bauteile werden dabei Stützen, Biegeträger und Wandstreifen angesehen, deren gegenseitiges Zusammenwirken ebenso betrachtet wird wie deren Interaktion mit Flächentragwerken, die schwerpunktmäßig im Teilprojekt A 2 untersucht werden. Als Baustoffe werden Stahl, Stahlverbund, Stahlbeton und Spannbeton sowie Holz untersucht.

Ausgehend von den experimentellen und theoretischen Erkenntnissen, die an Einzelbauteilen bei definierten statischen Randbedingungen gewonnen wurden, werden auch Bauteilsysteme wie z. B. die Verbindung von Stützen und Balken zu Rahmen untersucht. Damit werden Bauwerksausschnitte realisiert, die es ermöglichen, die im Brandfall vorhandene gegenseitige Beeinflussung der Einzelbauteile im Trag- und Verformungsverhalten zu erfassen. Die Konzeption des Teilprojekts A 1 beinhaltet dabei sowohl Tragwerke unter voller als auch unter nur teilweiser Brandbeanspruchung.

Aus den Erfahrungen und Ergebnissen der experimentellen und theoretischen Untersuchungen werden Beurteilungskriterien zur Begutachtung von brandbeanspruchten Bauwerksabschnitten abgeleitet sowie die Grundlagen für die angestrebten, verallgemeinerungsfähigen Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter, stabförmiger Bauteile geschaffen. Die gleichzeitige experimentelle und theoretisch-numerische Arbeit ergibt eine fortlaufende, punktuelle Überprüfung der rechnerisch gefundenen Ergebnisse durch Bauteil-Brandversuche. Damit wird die Basis für abgesicherte, experimentell belegte Aussagen geschaffen, die in Form von Beurteilungs- und Entwurfskriterien Eingang in die Baupraxis finden können.

Im September 1982 wurde in einem öffentlichen Kolloquium an der Universität Karlsruhe über einige ausgewählte Forschungsergebnisse und ihre Anwendung in der Praxis berichtet. Die in diesem Zusammenhang gehaltenen Vorträge aus den Teilprojekt A 1 bilden den Grundstock der Beiträge im vorliegenden Arbeitsbericht; die Einzelberichte wurden zum Teil um zwischenzeitlich erzielte Forschungsergebnisse erweitert. Zusätzlich wurden die Arbeitsberichte A 1 - 4 und A 1 - 5 in den vorliegenden

Berichtsband übernommen, weil sie wichtige Zwischenergebnisse eines langfristig bearbeiteten Forschungskomplexes beinhalten (Relaxationsuntersuchungen, A 1 - 4) bzw. über Grundlagenuntersuchungen berichten, die für die gesamte theoretisch-numerische Bearbeitung von Bedeutung sind (Erwärmungsverhalten von Stahlverbundquerschnitten, A 1 - 5). Die ersten drei Arbeitsberichte A 1 - 1 bis A 1 - 3 befassen sich im wesentlichen mit dem Gesamttragwerkverhalten im Brandfall. Im Bericht A 1 - 1 wird schwerpunktmäßig über die im Brandfall tatsächlich auftretende Dehnungsbehinderung infolge der Gesamtbauwerkssteifigkeit und deren Berücksichtigung in der Rechnung berichtet. Der Arbeitsbericht A 1 - 2 beschäftigt sich mit experimentellen und theoretisch-rechnerischen Untersuchungen zur Frage des Stützenverhaltens bei Rotationsbehinderung und gleichzeitiger Zwängung aus horizontaler Deckendehnung. Im dritten Arbeitsbericht des Teioprojekts A 1 (A 1 - 3) werden brandbeanspruchte Stahlbauteile behandelt. Es wird über die Entwicklung und Anwendung geeigneter temperaturabhängiger Stoffgesetze (Rechengesetze) berichtet, mit denen realistische rechnerische Aussagen zum Trag- und Verformungsverhalten unter Brandbeanspruchung erhalten werden.

Brandverhalten von Gesamttragwerken

von

Prof. Dr.-Ing. W. Klingsch

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Grundlagen	A 1 - 1 - Seite 2
2. Teilbeflammungen	A 1 - 1 - Seite 2
3. Zwängungsarten, Grundlagen und Einschränkungen . .	A 1 - 1 - Seite 3
4. Brandverhalten von Stützen in Gesamtbauwerken . .	A 1 - 1 - Seite 6
4.1 Zwängung infolge Dehnungsbehinderung	A 1 - 1 - Seite 6
4.2 Zwängungen infolge horizontaler Decken- Dilatation	A 1 - 1 - Seite 11
5. Zusammenfassung	A 1 - 1 - Seite 12
6. Literatur	A 1 - 1 - Seite 12

1. Grundlagen

Als Grundlage einer brandschutztechnischen Beurteilung von Gesamtbauwerken werden in der Regel die verfügbaren Informationen zum Brandverhalten von Einzelbauteilen herangezogen. Diese Vorgehensweise ist zwar einfach in der Handhabung, beinhaltet jedoch Vereinfachungen, deren Auswirkungen zum Teil nicht einmal qualitativ abgeschätzt werden können. Der Grund sind die vielfältigen Interaktionen zwischen den einzelnen, miteinander gekoppelten Einzelbauteilen, von denen zudem nur ein Teil vom Brand direkt thermisch beansprucht wird.

In funktionaler Beschreibung stellt ein Brandversuch einen Sonderfall üblicher Traglastuntersuchungen dar (s. Tabelle 1).

TRAGLASTVERSUCH:	$T = \text{const.}$	$\bar{K} = f_1(t)$
BRANDVERSUCH:	$T = f_2(t)$	$\bar{K} = \text{const.}$
UNTERSUCHUNG ZUM BRANDVERHALTEN VON GESAMTTTRAGWERKEN:	$T = f_2(t)$	$\bar{K} = f_3(t)$
$\bar{K} = f_3(t)$	1. TEILBEFLAMMUNG 2. BEHINDERUNG DER FREIEN, THERMISCH INDUZIERTEN DEFORMATIONEN	

Tabelle 1

2. Teilbeflammungen

Teilbeflammungen sind eine häufig anzutreffende thermische Randbedingung bei Bauteilen in tatsächlichen Bauwerken. Eine Beeinflussung des Tragverhaltens infolge nicht allseitiger Beflammung des Querschnitts ist im wesentlichen bei druckbeanspruchten Bauteilen, wie z. B. Stützen und Wandscheiben, zu erwarten. Teilbeflammungen längs der Bauteilachsen zeigen stets eine deutliche Bauteilbeeinflussung, häufig mit positiver Wirkung.

Für nur einseitig beflamnte Stahlbetonstützen sind in DIN 4102 Teil 4 hierzu Angaben enthalten, die deutlich auf der sicheren Seite liegen, wie entsprechende experimentelle und rechnerische Kontrolluntersuchungen zeigten [1, 2]. Hier zeigen sich Sicherheitsreserven im Gesamtbauwerk. Eine Übertragung dieser Erkenntnisse auf das Verhalten von Stahlstützen ist jedoch nicht möglich [3].

Verallgemeinernd läßt sich feststellen, daß bei üblichen Hochbaukonstruktionen Stahlstützen durch nicht allseitige gleichmäßige Erwärmung negativ, Stahlbetonstützen positiv beeinflußt werden. Bei Verbundstützen ist die Wirkung abhängig von der Verbundstützenart.

3. Zwängungsarten, Grundlagen und Einschränkungen

Ganz allgemein lassen sich sämtliche Bauteilinteraktionen in Gesamtbauwerken als Zwängungen infolge Behinderung der freien thermisch bedingten Deformationen erklären und auf zwei Grundfälle zurückführen (s. Tabelle 2).

DEFORMATION thermisch induziert	ZWANGSBEANSPRUCHUNG bei Behinderung	
	direkt betroffenes Bauteil	gekoppeltes Bauteil
	Zwängung wirkt belastend	Zwängung wirkt be- lastend oder entlastend
ROTATION	BIEGUNG QUERKRAFT	Biegung Querkraft Normalkraft
DILATATION	NORMALKRAFT	

Tabelle 2

Zwängungen infolge Rotationsbehinderung werden - zumindest in Ansätzen - bei der Bemessung berücksichtigt. DIN 4102 Teil 4 regelt konstruktive Zusatzmaßnahmen, mit denen die Umlagerung der Feldmomente zu den Stützmomenten Rechnung getragen wird (Bild 1).

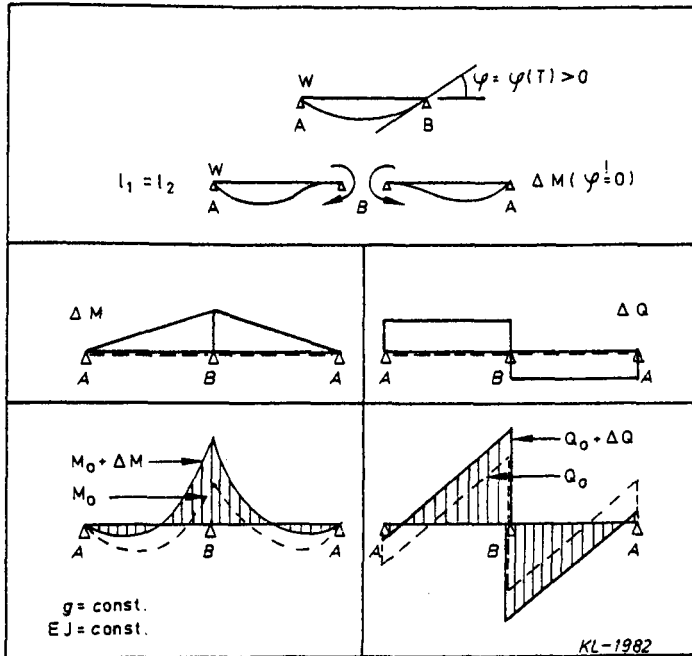


Bild 1

Eine Ausnutzung der Umlagerung mit der Wirkung einer Verlagerung des Versagensquerschnitts bedingt eine entsprechende Anpassung der Bewehrung in Menge und Anordnung. Aus der Momentenumlagerung allein resultiert somit noch nicht eine Vergrößerung der Sicherheit in Gesamtbauwerken.

Aus der Veränderung der Auflagerkomponente resultiert die erwähnte, qualitativ unterschiedliche Normalkraftzwängung der gekoppelten Bauteile.

Sowohl Dilatations- als auch Rotationsbehinderungen können an horizontalen und vertikalen, stabförmigen und flächigen Bauteilen auftreten. Bei horizontalen Stahlbeton- oder Verbund-Bauteilen bewirkt der aus einer Dilatationsbehinderung sich einstellende Zwangszustand u. U. eine Erhöhung des Sicherheitsniveaus, da diese Bauteile in der Regel auf

reine Biegung ausgelegt waren. Hier kann das Gesamttragwerksverhalten sicherheitserhöhend gegenüber dem Einzelbauteilverhalten wirken (Bild 2).

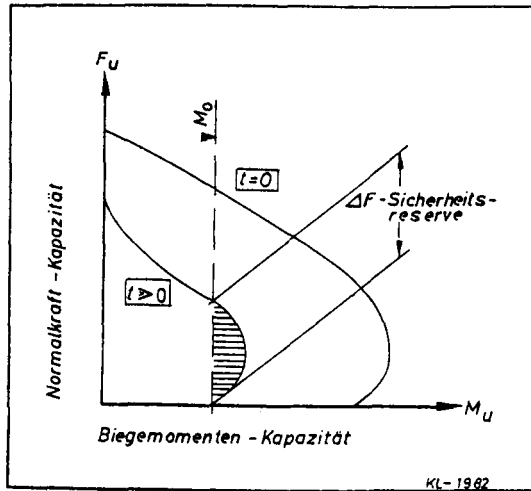


Bild 2

Bei reinen Stahlkonstruktionen gibt es wegen der linearen N_u/M_u -Interaktion diesen positiven Effekt nicht.

Bei vertikalen Bauteilen muß grundsätzlich mit einer Verminderung des Sicherheitsniveaus gerechnet werden, da in der Regel keine nennenswerte Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven möglich ist.

Dilatationsbedingte Zwängungszustände bei Stützen können durch zwei grundlegend unterschiedliche Randbedingungen hervorgerufen werden (Bild 3):

- Normalkraftzwängung (ΔF) infolge *B e h i n d e r u n g* der thermischen Stützendehnung entsprechend der Gesamtbauwerkssteifigkeit K,
- Biegemomenten-Querkraft-Zwängung ($\Delta M, \Delta Q$) infolge *A u s b i l d u n g* thermischer Dehnungen der gekoppelten horizontalen Bauteile (Unterzüge, Deckenplatten ...).

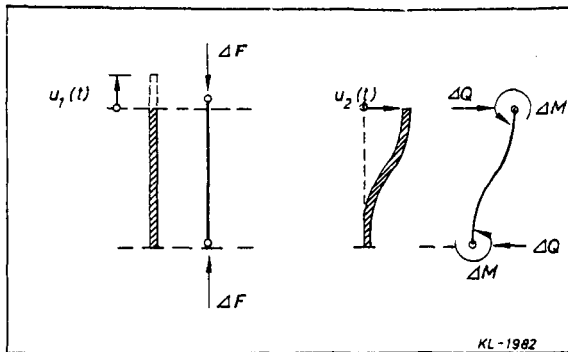


Bild 3

Diese Zwangungen können jeweils allein oder auch in gemeinsamer Wirkung auftreten. Während beim Fall der Normalkraftzwangung die Stütze notwendigerweise selbst brandbeansprucht sein muß, kann die Biegemomenten-Querkraft-Zwangung auch auf Stützen außerhalb des eigentlichen Brandbereichs einwirken.

Da Stützen für die Gebäudestandsicherheit eine primäre Bedeutung und - wie erläutert - die Zwangungen aus Gesamtbauwerksinteraktionen beanspruchungserhöhend wirken, sollen die nachfolgenden Ausführungen allein den Stützen gelten.

4. Brandverhalten von Stützen in Gesamtbauwerken

4.1 Zwangung infolge Dehnungsbehinderung

Die freie thermisch bedingte Längsdehnung einer Stütze wird durch die einwirkenden Lasten vermindert (Tabelle 3). Sowohl zentrische Stauungen als auch die Sehnenverkürzung aus horizontaler Stützenverformung tragen dazu bei. Zusätzlich zur Wirkung der Gebrauchslast F_0 kann dieser Effekt verstärkt werden durch die Zwangskraft ΔF . Die zeitliche Entwicklung von ΔF wird dabei im wesentlichen von der Gesamtgebäudesteifigkeit K gesteuert.

Bild 4 zeigt die Analyse experimentell ermittelter Werte der zeitlichen Last- und Verformungscharakteristika einer Stahlbeton-Stütze für die beiden Grundfälle freier thermischer Längsdehnung ($K \approx 0$) und vollständiger Dehnungsbehinderung ($K = \infty$) [4].

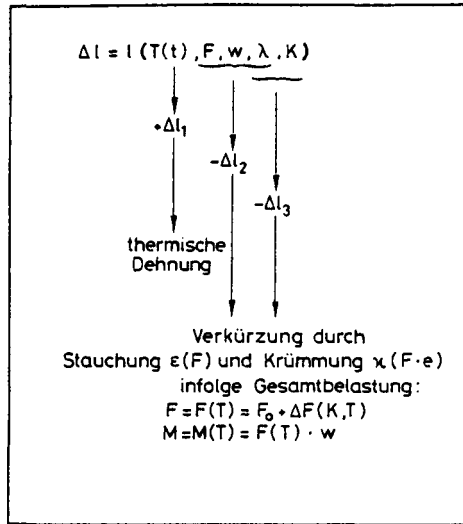


Tabelle 3

Der rasche Aufbau der Zwangskräfte resultiert im wesentlichen aus den thermischen Dehnungen des randnahen Betons und der Bewehrung. Mit dem teilweisen Druckversagen dieser Betonbereiche wird der Abbau der Zwängung eingeleitet und verstärkt das Anwachsen der horizontalen Ausbiegungen w . Kriech- und Relaxationseinflüsse verstärken bei zunehmender Erwärmung des Querschnitts den Abbau der Zwangskräfte, die deutlich vor dem Stützenversagen wieder den Wert Null erreichen. Der Verlust an Feuerwiderstandsfähigkeit ist relativ gering.

Bild 5 zeigt die entsprechenden Last-Verformungsverhältnisse für Stahlstützen. Die hochbautypische Stütze HE 220 B zeigt einen raschen Anstieg der ΔF -Zwangskräfte bereits für geringe Temperaturen. Der Abbau der Zwängung wird eingeleitet durch ein fast plötzliches Anwachsen

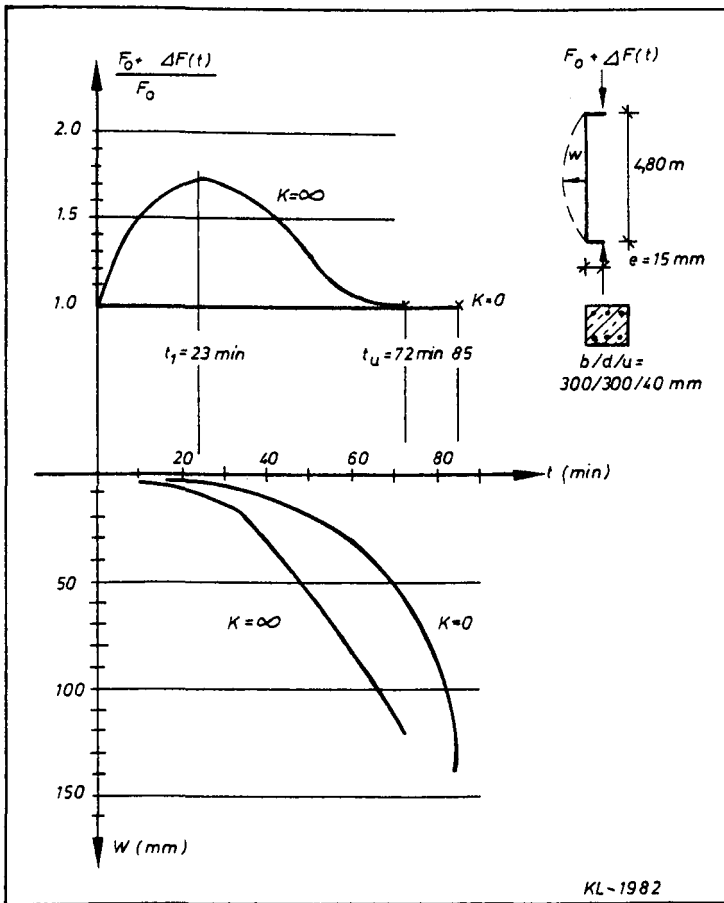


Bild 4

der horizontalen Verformungen w bei elastischem Materialverhalten. Das hier eingeleitete Stabilitätsversagen wird jedoch unmittelbar danach - durch die proportional zurückgehende Zwängung ΔF - gestoppt, und es stellt sich ein neuer indifferenter Gleichgewichtszustand ein. Diese steile Phase des Zwängungsabbaus wird allein durch das rasche Anwachsen der horizontalen Verformungen w gesteuert. Bei genügend großen w -Werten verzögert sich der Zwängungsabbau vorübergehend und nimmt an-

schließend, bei höheren Temperaturen, wieder eine steil abfallende Charakteristik an - jetzt bedingt durch Materialveränderungen.

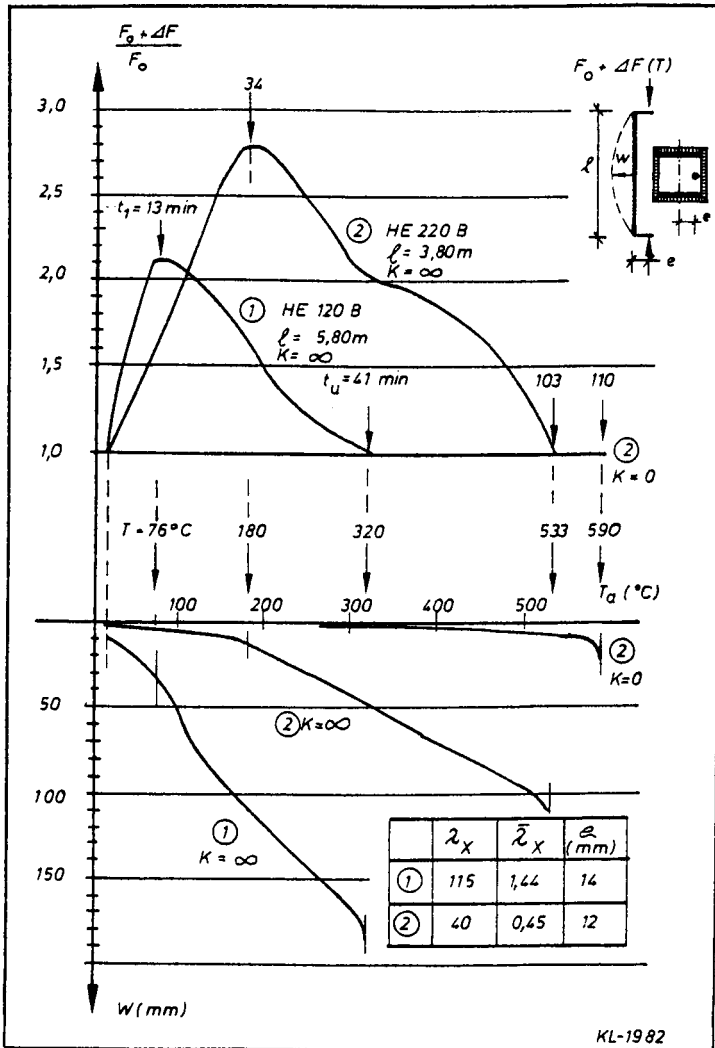


Bild 5

Bei höheren Schlankheiten sind die w -Deformationen entsprechend stärker ausgeprägt. Zwängungsmaximum und zugehöriger Zeitpunkt liegen deutlich früher, und die Stützen versagen im elastischen Bereich.

Den bisher gezeigten, experimentell ermittelten Daten lagen die beiden Grenzfälle vollständige Dehnbehinderung und freie Dehnung zugrunde. Die in Bauwerken tatsächlich auftretenden, teilweisen Dehnungsbehinderungen sind eine Funktion der Gesamtbauwerks-Steifigkeit (vgl. Tabelle 3). Bild 6 zeigt die Ergebnisse einer rechnerischen Analyse zur Systemsteifigkeit von verschiedenen räumlichen Stahlrahmen mit und ohne Betonplatten. Die Werte gelten mit ausreichender Genauigkeit für alle Innenstützen des jeweiligen Rahmens und mindestens bis zur Versagenslast der jeweiligen Stütze [5]. Stützen, die einer solchen Zwängung unterworfen sind, zeigen deutlich veränderte Zwängungscharakteristika. Die maximale Zwängkraft fällt nicht nur geringer aus, dem K -Wert

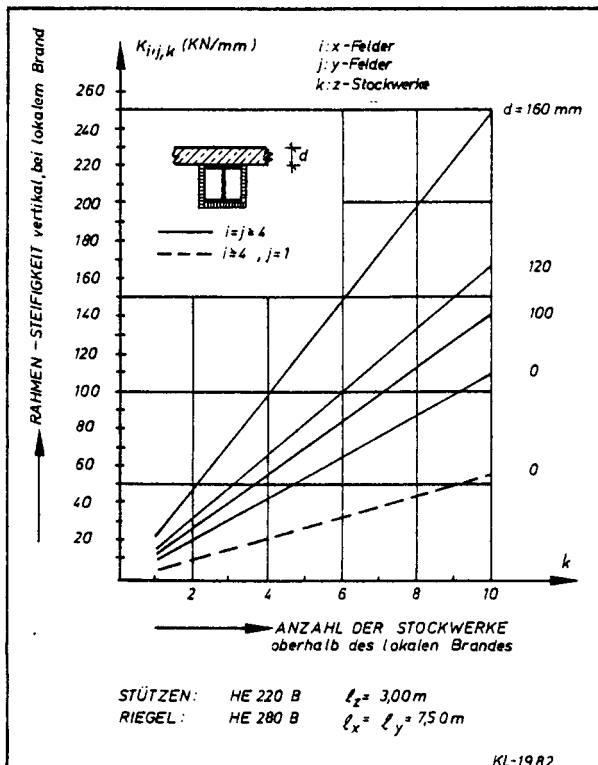


Bild 6

proportional, sondern baut sich auch zeitlich stark verzögert auf. In Bild 7 werden für ebene Rahmen die Zeitpunkte der maximalen Zwängung t_1 , in Abhängigkeit von der Stockwerkzahl k , mit den beiden Grenzzuständen verglichen. Sowohl diese Rechenergebnisse als auch die der $\Delta F(K,T)$ -Bestimmungen zugrundeliegenden Rechenannahmen wurden experimentell punktuell überprüft, die Übereinstimmung war sehr gut.

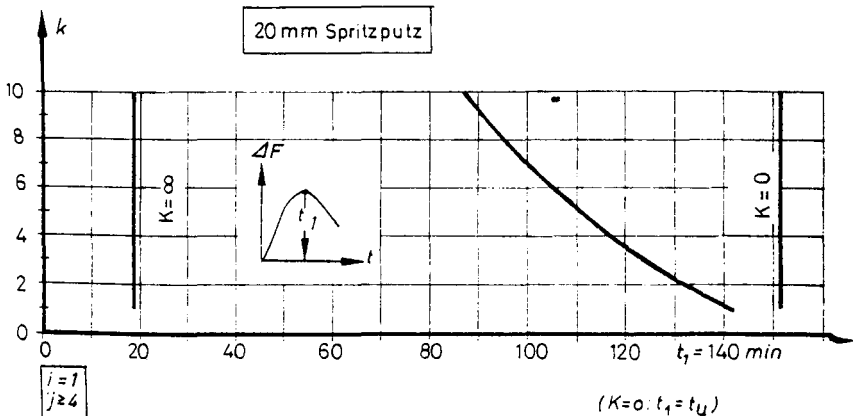


Bild 7

Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, daß für hochbautypische Stahlstützen in Gesamtgebäuden mit keinen nennenswerten Verlusten der Feuerwiderstandsfähigkeit infolge Normalkraftzwängung gerechnet zu werden braucht.

4.2 Zwängungen infolge horizontaler Decken-Dilatation

Die Dehnung von Deckenplatten bei Brandeinwirkung bewirkt im Regelfall eine Stützenkopf-Verschiebung, sofern die Stütze selbst brandbeansprucht ist (Bild 3). Eine Zwängung aus Deckenverschiebung kann auch Stützen beanspruchen, die selbst nicht brandbeansprucht sind, hierbei auch in Form einer Fußpunkt-Verschiebung.

Die Größe der Zwangsbeanspruchung ΔM ist abhängig von der Möglichkeit der Endtangentialverdrehung und damit vom Einspanngrad der Stütze. Diese Kopplung zweier Größen beeinflusst die Stütze gegenläufig. Mit zunehmender Stützen-Endeinspannung wächst die Zwängung aus Rotationsbehinderung. Gleichzeitig wird jedoch durch die Behinderung der Endtangentialverdrehung ein stabilisierender Einfluß infolge unterdrückter Stützensausbiegung aktiviert. Im Brandfall kann zudem mit einer Steigerung des Einspanngrades, durch zunehmende Steifigkeitsdifferenzen zwischen den gekoppelten, brandbeanspruchten und kalten Bauteilen, gerechnet werden [6].

5. Zusammenfassung

Brandbeanspruchte Bauteile in Gesamtbauwerken werden durch Zwangsschnittgrößen infolge Bauwerksinteraktionen zusätzlich belastet. Die bislang durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß diese erhöhten Beanspruchungen durch die Aktivierung entlastend wirkender Einflüsse stofflicher und statischer Art abgebaut werden können (Kriechen, Relaxation, Verformbarkeit, Veränderung von Steifigkeiten und Endeinspannungen). Bei bestimmten Randbedingungen können diese Einflüsse zu einer Verbesserung der Feuerwiderstandsfähigkeit im Vergleich zur Einzelbauteilbeurteilung führen. Für Stahlbetonkonstruktionen ist jedoch eine ausreichende Bewehrungsmenge Voraussetzung, um die notwendige Querschnitts-Rotationsfähigkeit zu erreichen. Stahlbetonwandscheiben sind unter diesem Aspekt u. U. kritisch zu beurteilen.

Die bislang durchgeführten Arbeiten und die daraus abgeleiteten Aussagen beziehen sich zunächst nur auf hochbautypische Konstruktionen.

6. Literatur

- [1] Klingsch, W.: Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen - Parameterstudie; A1-3, SFB 148, Juli 1977.
- [2] Haß, R., W. Klingsch: Parameteruntersuchungen zum Brandverhalten von Stahlbetonstützen - Versuche und theoretische Begleitung; A1-4, SFB 148, Juni 1980.

- [3] Hoffend, F.: Brandverhalten von Stahlstützen bei ausmittiger Last-
einleitung, Dehnbehinderung oder teilweiser Bekleidung: A1-1,
SFB 148, Juni 1980.

- [4] Haksever, A., R. Haß, W. Klingsch: Versuchsprotokolle, SFB 148,
Teilprojekt A 1, 1979 (nicht veröffentlicht).

- [5] Klingsch, W., I. Neves: Zwängungen in Stahlrahmen-Systemen bei
lokalen Bränden: A1-3, SFB 148, Juni 1980.

- [6] Klingsch, W.: Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bau-
teile. Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Kordina-Festschrift),
W. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.

Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen
bei horizontaler Deckendilatation

von

Dipl.-Ing. Rüdiger Haß

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	2
2. Stützen unter Brandbeanspruchung	2
2.1 Prüfungspraxis gemäß DIN 4102 Teil 2	2
2.2 Brandverhalten der Stütze im Bauwerk	3
2.3 Durchführung der Brandversuche	3
3. Ermittlung der Verformungsrandbedingungen	4
4. Darstellung von Versuchsergebnissen	5
4.1 Untersuchte Stützenquerschnitte	5
4.2 Darstellung der Ergebnisse	5
5. Schlußfolgerungen	12

1. Einleitung

Nach DIN 4102 Teil 2 werden Einzelbauteile unter Gebrauchslast mit über die Branddauer konstanten, definierten Randbedingungen im Normbrandversuch auf ihre Feuerwiderstandsfähigkeit geprüft. Die brandschutztechnische Beurteilung eines Gesamtsystems setzt sich aus den Ergebnissen der Prüfungen der Einzelbauteile zusammen. Dabei bleiben Interaktionen zwischen den Bauteilen, die sich z. B. aus Verformungen der Bauteile oder aus ungleicher Erwärmung ergeben, weitgehend unberücksichtigt. Mögliche negative Auswirkungen dieser Interaktionen sollen durch brandschutztechnisch sinnvolles Konstruieren vermieden werden. Als Beispiele hierfür sind die Anordnung und Dimensionierung von Dehnfugen oder die Einteilung der Gebäude in Brandabschnitte bestimmter Größe genannt.

2. Stützen unter Brandbeanspruchung

2.1 Prüfungspraxis gemäß DIN 4102 Teil 2

Gemäß DIN 4102 hat die Prüfung von Stützen praxisgerecht und unter konstanter Belastung zu erfolgen. In der Regel werden Lagerungsbedingungen entsprechend der Eulerfälle 2, 3 oder 4 gewählt, wobei die ein- oder beidseitige Einspannung qualitativ die Steifigkeit der an die Stützen anschließenden Riegel berücksichtigen soll.

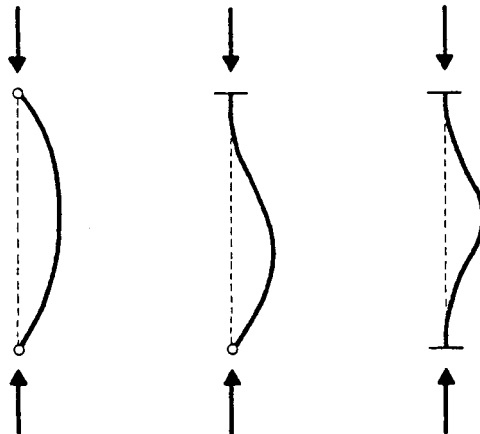


Bild 1: Verformungsverhalten von Stützen im Brandversuch bei definierten Lagerungsbedingungen

endes hinzuaddiert. Pressen auf Kragarmen, die sich an den Stützenenden befinden, werden so gesteuert, daß sich die vorgegebenen Verformungskennlinien ergeben. Die aus den Kräften resultierenden Schnittgrößen entsprechen den Zwangsschnittgrößen, die im Bauwerk aus der Stützenkopfverschiebung und -verdrehung resultieren.

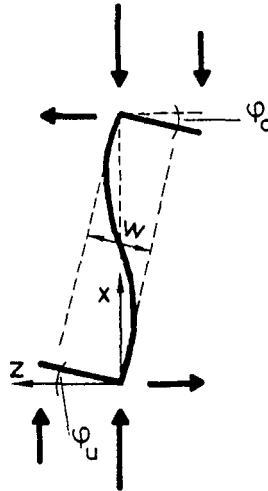


Bild 3: Gleichwertige Versuchsanordnung

3. Ermittlung der Verformungsrandbedingungen

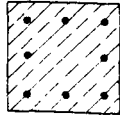
Für die Durchführung von Brandversuchen unter praxisgerechten Lagerungsbedingungen sind als Randbedingungen die Verformungen von Deckensystemen zu ermitteln. Dabei werden Systeme unterstellt, die brandschutztechnisch sinnvoll konstruiert sind; d. h. der untersuchte Brandabschnitt ist durch Brandwände begrenzt, der Dehnfugenabstand beträgt $a \approx 30 \text{ m}$ und die lichte Fugenweite $a/600 = 50 \text{ mm}$.

Mit Hilfe eines Rechenprogramms, dessen Ergebnisse durch Nachrechnungen durchgeführter Brandversuche überprüft worden sind, können die Verformungen beliebiger Deckensysteme ermittelt werden.

4. Darstellung von Versuchsergebnissen

4.1 Untersuchte Stützenquerschnitte

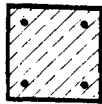
Die Untersuchungen über den Einfluß praxisgerechter Lagerungsbedingungen auf das Brandverhalten von Stützen während eines Normbrandes werden an folgenden, in der Praxis üblichen Stützentypen unternommen:



Stahibetonstützen



geschützte
Stahlstützen (Walzprofile)



ausbetonierte
Stahlstützen (Hohlprofile)



einbetonierte
Stahlstützen (Walzprofile)

Bild 4: Untersuchte Stützenquerschnitte

4.2 Darstellung der Ergebnisse

4.2.1 Verlauf der Verformungen der Stützenköpfe

Um die Ergebnisse von Brandversuchen an verschiedenen Stützentypen vergleichen zu können und die Ergebnisse reproduzierbar zu machen, werden die Verläufe der Stützenkopfverschiebung und -verdrehung vereinfacht bilinear dargestellt. Dieser Verlauf stellt die Einhüllende von Verformungskurven verschiedener

Deckensysteme dar und ist somit eine auf der sicheren Seite liegende, zulässige Vereinfachung. In Bild 5 und 6 ist der Verlauf der Stützenkopfverschiebung für eine Innenstütze während der Branddauer eingetragen.

4.2.2 Verlauf der Momente in den Stützenanschnitten

Im folgenden werden die Ergebnisse von zwei Versuchen an Innenstützen unterschiedlicher Querschnittsausbildung dargestellt:

a) Stahlbetonstütze 30/30 cm

B 25

6 Ø 20 Bst 420/500 RK

Stützenlänge 3,90 m \approx Bemessungslänge

$F_0 = 1.060 \text{ kN} \approx 100 \%$ der zulässigen Gebrauchslast nach
DIN 1045

Bild 6 zeigt den Verlauf der Momente in den Stützenanschnitten einer Innenstütze während der Branddauer. In den ersten 30 Minuten nehmen die Zwangsmomente wegen der großen Verschiebung stark zu. Dabei bildet sich das Moment am oberen Stützenanschnitt etwas kleiner als am unteren Stützenanschnitt aus, da im unteren Bereich des Stützenprüfstandes etwas geringere Brandraumtemperaturen herrschen. Durch die geringere Verschiebungsgeschwindigkeit und den zunehmenden Steifigkeitsverlust verringern sich die Zwangsmomente danach wieder. Die zunehmende Einspannung der "weicher" werdenden Stütze in die steiferen umgebenden Bauteile hält die Zwangsmomente ab der 60. Minute Branddauer annähernd konstant. Weiterhin ist der rechnerisch ermittelte Verlauf der maximal von der Stütze aufnehmbaren Momente dargestellt. Zum Versagenszeitpunkt sind die Stützenanschnittsmomente in der Größenordnung des maximal aufnehmbaren Momentes.

Die horizontale Verformbarkeit der Stütze hat also auf den Verlauf der Momente über die Stützenlänge nur geringen Einfluß. Bild 5 zeigt, daß der Bruch der Stütze im Bereich ihrer größten Beanspruchung in der Nähe des unteren Einspannpunktes auftritt.

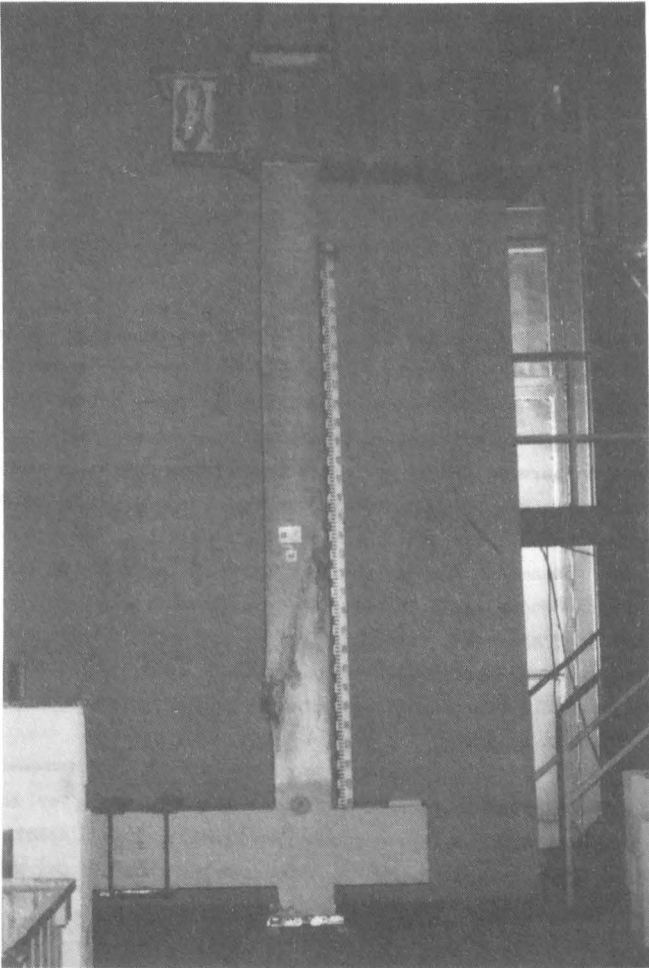


Bild 5: Stahlbetonstütze 30/30 cm nach dem Brandversuch

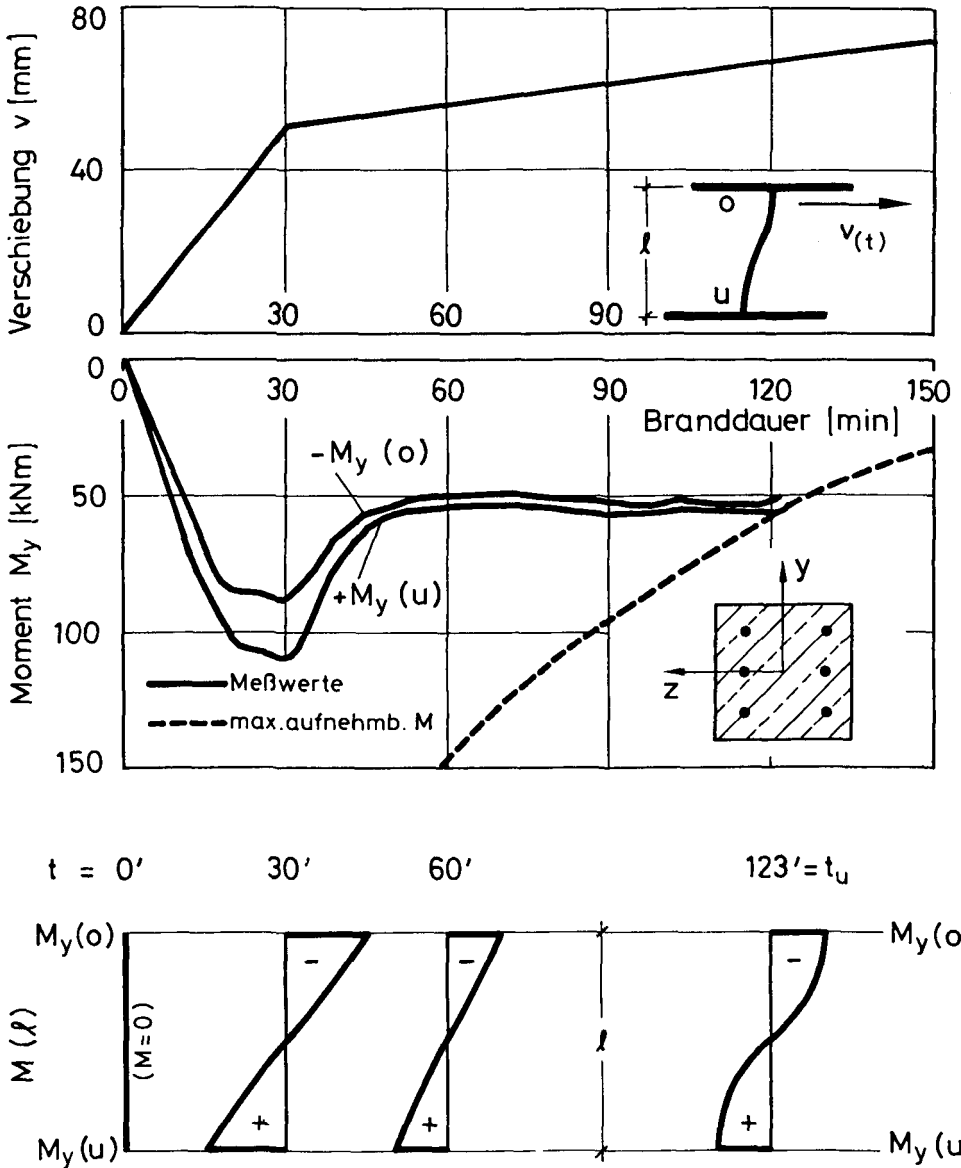


Bild 6: Verlauf der Kopfverschiebung und der Stützenanschnittsmomente während eines Normbrandes (Stahlbetonstütze 300/300 mm, $l = 3,90$ m)

b) Ausbetoniertes Hohlprofil Φ 200/200/6,3 St 37-2

B 45

4 \emptyset 18 BSt 420/500 RK

Stützenlänge 3,90 m $\hat{=}$ Bemessungslänge

$F_o = 680 \text{ kN} \hat{=} 50 \% \text{ der zulässigen Gebrauchslast nach Entwurf der DIN 18 806}$

Bild 8 zeigt die gemessenen Momente in den Stützenanschnitten einer Innenstütze während der Branddauer. Zu Beginn der Brandeinwirkung steigen die Zwangsmomente wegen der großen Verschiebungsgeschwindigkeit stark an. Der sich aufgrund der großen Erwärmung stärker ausdehnende, außenliegende Stahl übernimmt dabei einen immer größeren Anteil der Längskraft. Nach etwa 7 Minuten erreicht der Stahl seine Fließgrenze. Die sich daraus ergebende Reduzierung der Steifigkeit führt zu einer Abnahme des Zwangsmomentes, bis sich die Längskraft auf den Betonkern umgelagert hat. Ab der 30. Minute verringert sich die Verschiebungsgeschwindigkeit. Dadurch und durch den zunehmenden, temperaturbedingten Steifigkeitsverlust nehmen die Zwangsmomente ab und wechseln ab etwa der 60. Minute Branddauer das Vorzeichen. Aus dem zwingenden ist somit ein stützendes Moment geworden. Während der Branddauer erreichen die Zwangsmomente in den Stützenanschnitten zu keinem Zeitpunkt die maximal von der Stütze aufnehmbaren Momente.

Im Bild 7 ist nach dem Brandversuch kein ausgeprägter Bruchbereich zu erkennen. Die Stütze versagt durch Verlust ihrer Gesamtstabilität.

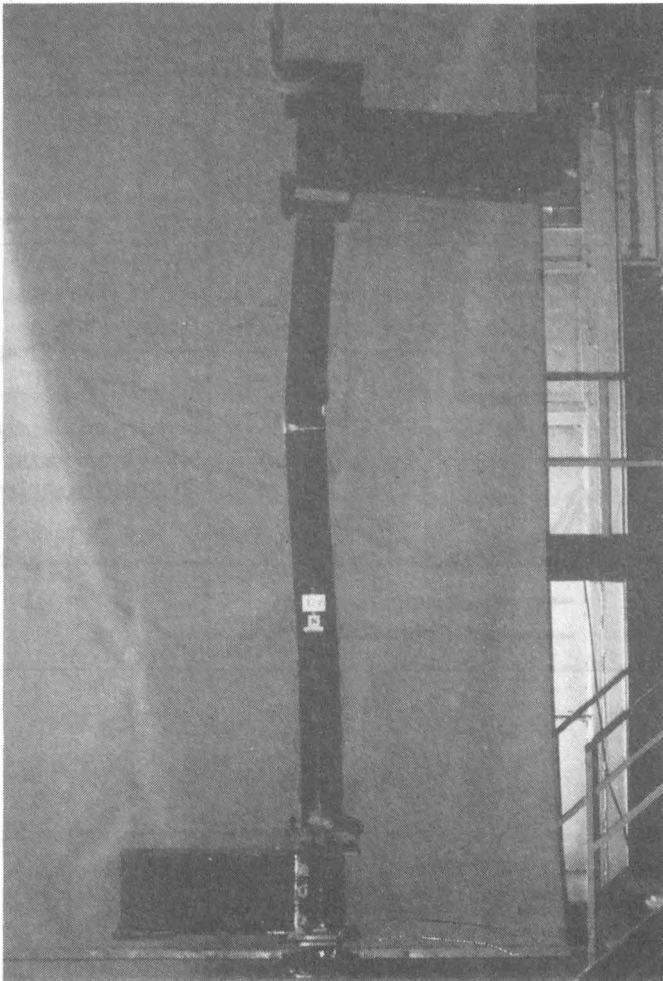


Bild 7: Hohlprofilverbundstütze \varnothing 200/200/6.3 nach dem Brandversuch

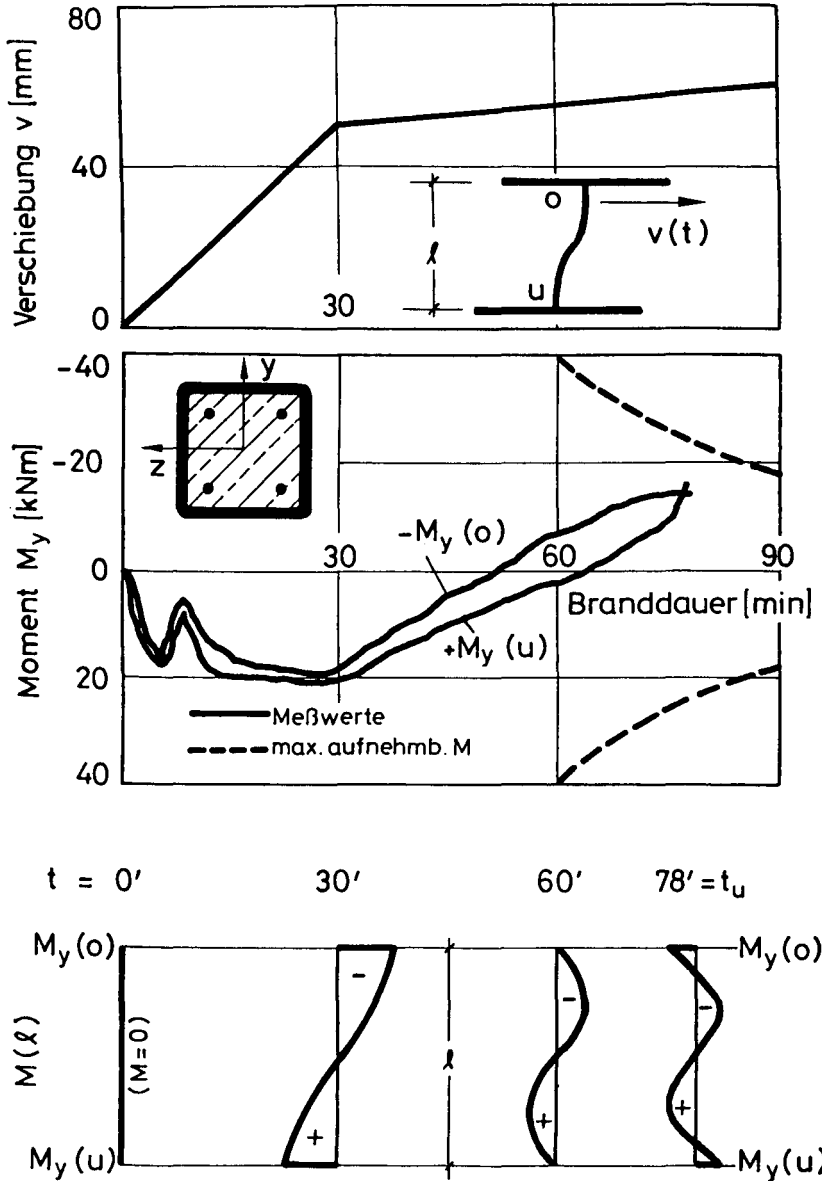


Bild 8: Verlauf der Kopfverschiebung und der Stützenanschnittmomente während eines Normbrandes (ausbetoniertes Hohlprofil 200/200/6.3, $l = 3,90$ m)

5. Schlußfolgerungen

Die bisher durchgeführten Versuche an den vorgestellten 4 Stützentypen haben gezeigt, daß die Berücksichtigung der Auswirkungen der Verformungen und der Steifigkeit anschließender Bauteile deutlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit von Stützen im Brandfall hat.

Bei schlanken Stützen kehrt sich aufgrund ihrer großen horizontalen Verformbarkeit das durch die Stützenkopfverschiebung und -verdrehung hervorgerufene Zwangsmoment im Laufe der Branddauer in ein stützendes Moment um. Deshalb könnten solche Stützen im Brandfall als Innenstützen wie beidseitig eingespannt, als Außenstützen wie einseitig eingespannt, einseitig gelenkig gelagert betrachtet werden.

Bei gedrungenen Stützen wird der positive Effekt der Stützung überlagert durch die das Tragverhalten beeinträchtigende Wirkung der Zwängung. In den bisher betrachteten Fällen wurden aber in jedem Fall Feuerwiderstandszeiten erreicht, die deutlich über jenen von beidseitig gelenkig gelagerten Stützen lagen.

Zum Brandverhalten von Stahlbauteilen
Versuchsergebnisse und rechnerische Untersuchungen

von

Dipl.-Ing. F. Hoffend

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einführung	A 1 - 3 - Seite 2
2. Stahlträger	A 1 - 3 - Seite 4
3. Stahlstützen	A 1 - 3 - Seite 7
3.1 Einfluß der Lagerbedingungen auf die Versagenstemperatur	A 1 - 3 - Seite 12
3.2 Tragverhalten von Stahlstützen aus IPE-profilen	A 1 - 3 - Seite 16
3.3 Frühzeitiges Versagen von Stahlstützen im Brandversuch	A 1 - 3 - Seite 17
4. Rahmenstiel - Einzelstütze	A 1 - 3 - Seite 18
5. Zusammenfassung, Ausblick	A 1 - 3 - Seite 20
6. Literaturverzeichnis	A 1 - 3 - Seite 21

1. Einführung

In den Arbeitsberichten 1975 - 1977 und 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" sind u. a. die Forschungsergebnisse zum Brandverhalten von Stahlstützen und Stahlrahmen mitgeteilt worden [1, 2, 3].

Einschließlich der im Förderungszeitraum 1981 - 1983 durchgeführten Brandversuche sowie Brandversuche anderer Forschungseinrichtungen [8, 9, 10] wurden mittlerweile die Versuchsergebnisse von

~ 110 Stahlstützen,
5 Stahlrahmen und
2 Stahlträgern

ausgewertet und rechnerisch überprüft.

Die auf den ersten Blick beachtlich erscheinende Zahl von 110 Stützenversuchen stellt nur eine punktuelle Überprüfung eines weiten Parameterspektrums dar. Die gezielte Auswahl der Versuchsparameter der im SFB 148 durchgeführten Brandversuche mit Stahlbauteilen (Stützen, Träger, Rahmen) ermöglicht in Verbindung mit den erarbeiteten Rechenmethoden und den gewonnenen temperaturabhängigen Rechengesetzen (Materialgesetzen) eine zuverlässige und vollständige Beurteilung des Tragverhaltens von brandbeanspruchten Stahlstützen und anderen Stahlbauteilen bei einachsiger Lasteinleitung. Die untersuchten Parameter sind:

- Schlankheit
- Knickrichtung
- Lagerbedingungen
- Profilform
- Lastausmitte
- Belastungsgrad
- Dehnbehinderung
- bekleidet/unbekleidet
- allseitige und teilweise Beflammung.

Für vollständige theoretisch-rechnerische Untersuchungen ist die **exakte** Definition und die Berücksichtigung

- der thermischen Dehnungen,
- der Eigenspannungen,
- der temperaturabhängigen Materialgesetze und
- der "kalten" Materialkennwerte

von entscheidender Bedeutung.

Daher sei hier noch einmal auf die deutlichen Unterschiede zwischen den temperaturabhängigen Materialgesetzen der EKS [4] - Bild 1 - und

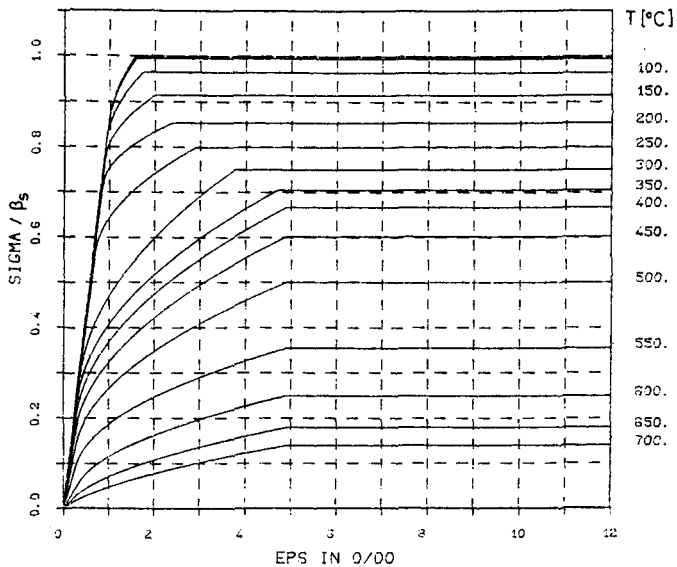


Bild 1: Temperaturabhängige σ - ϵ -Beziehungen auf der Grundlage von Warmkriechversuchen aus den Empfehlungen der EKS

den vom Verfasser aus den Ergebnissen der Warmkriechversuche aus dem Teilprojekt B 4 [5] und eigenen Untersuchungen entwickelten temperaturabhängigen σ - ϵ -Beziehungen für Baustahl St 37 und St 52 - Bild 2 - hingewiesen.

Die rechnerischen Untersuchungen an stabförmigen Stahlbauteilen unter Brandeinwirkung haben gezeigt, daß bei Verwendung geeigneter temperaturabhängiger σ - ϵ -Beziehungen weder eine Temperaturgeschichte noch eine Spannungsgeschichte berücksichtigt werden muß.

Damit ist ein direkter Traglastnachweis, also ohne rechnerische Berücksichtigung des Brandablaufs in kleinen Zeitinkrementen, möglich.

2. Stahlträger

Die Feuerwiderstandsdauer bzw. Versagenstemperatur eines Einfeldträgers läßt sich mit Hilfe einer Querschnittsbetrachtung relativ einfach rechnerisch abschätzen. Die rechnerische Bestimmung des Versagenszeitpunktes unter Beachtung des Verformungskriteriums gemäß DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen"

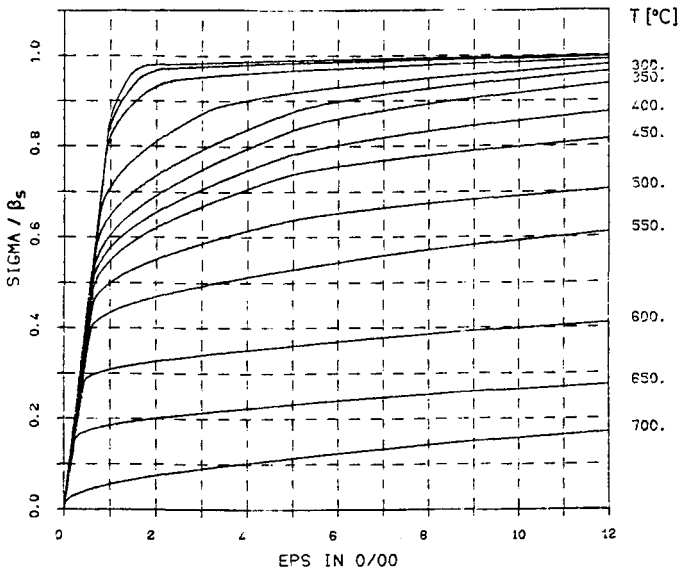


Bild 2: Temperaturabhängige σ - ϵ -Beziehung auf der Grundlage von Warmkriechversuchen (Teilprojekt B 4) und Bauteiluntersuchungen (Teilprojekt A 1)

$$\frac{\Delta w}{\Delta t} = \frac{l^2}{9000 \cdot h}$$

erfordert jedoch eine vollständige rechnerische Analyse bei exakter Bestimmung der zeit- bzw. temperaturabhängigen Durchbiegungen in Trägermitte.

Infolge der hohen Rotationskapazität von Stahlbauteilen ohne Normkraftbeanspruchung sind in den Flanschen der Walzprofile, insbesondere gegen Versuchsende, hohe spannungserzeugende Dehnungen zu erwarten. Damit beinhaltet die rechnerische Überprüfung der bei einem Brandversuch gemessenen Durchbiegungen gleichzeitig eine gute Kontrolle der bisher nur für die Nachrechnung von Stahlstützen benutzten Rechengesetze bis hin zu Dehnwerten von $\sim 20\%$.

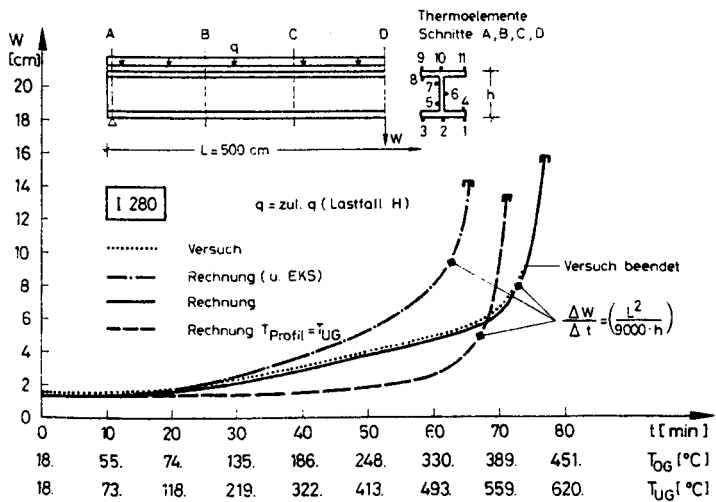


Bild 3: Verformungen in Balkenmitte eines bekleideten Walzprofils I 280, Stahlgüte St 37, infolge Brandeinwirkung nach ETK
- Temperaturen aus Schnitt D -

Voraussetzung für eine rechnerische Untersuchung ist die Kenntnis der Temperaturverteilung im Stahlquerschnitt wegen des erheblichen Einflusses des Temperatur-Gradienten auf die Durchbiegungen.

Bei zwei Brandversuchen an bekleideten Stahlträgern wurden deshalb in 7 Schnitten jeweils 11 Thermoelemente an der Stahloberfläche angebracht. Die Temperaturentwicklung wurde während des Versuchs in Abständen von zwei Minuten gemessen und der Berechnung zugrunde gelegt.

Zur Berechnung wurde eine modifizierte Fassung des von Richter in [7] vorgestellten Programms zur rechnerischen Ermittlung des Tragverhaltens von Spann- bzw. Stahlbetonbalken im Brandfall verwendet.

In den Bildern 3 und 4 sind für zwei unterschiedliche Profile die Durchbiegungen in Trägermitte aus Versuch und Rechnung aufgetragen. Beide Bilder zeigen die gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung, sowohl für die Durchbiegungen über den gesamten Brandverlauf als auch für das Erreichen des Versagenskriteriums.

Die Vergleichsrechnungen unter Verwendung der σ - ε -Beziehungen der EKS weichen dagegen sowohl bei den Durchbiegungen als auch beim Versagenskriterium deutlich von den Versuchsergebnissen ab.

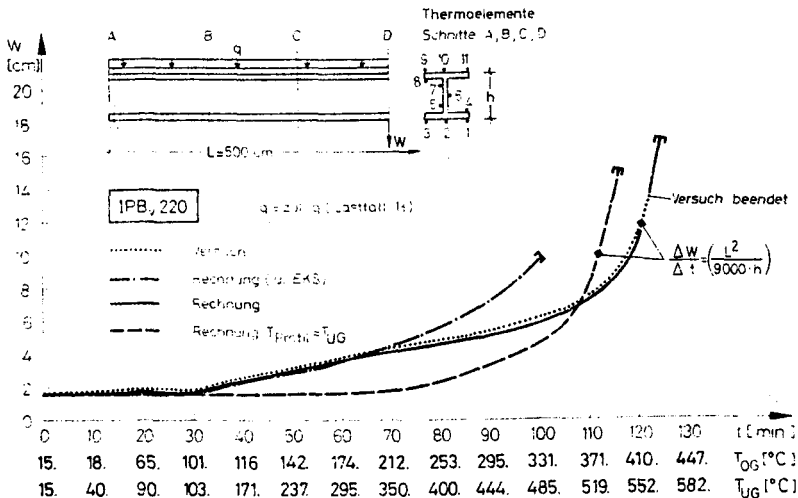


Bild 4: Verformungen in Balkenmitte eines bekleideten Walzprofils IPBv 220, Stahlgüte St 37, infolge Brandeinwirkung nach ETK
- Temperaturen aus Schnitt D -

Die gestrichelte Linie in beiden Bildern basiert auf der Rechenannahme

$$T_{\text{Profil}} = T_{\text{Untergurt}}; \text{ also } \Delta T = 0$$

Der Vergleich mit den Ergebnissen bei Annahme der tatsächlich vorliegenden Temperaturverteilung im Querschnitt zeigt den ungünstigen Einfluß des Temperaturgradienten auf die Verformungen, was allerdings bei den untersuchten, frei gelagerten Trägern keine Zwangskräfte weckt.

Die niedrigeren Obergurttemperaturen und die damit geringere Materialentfestigung bewirkt dagegen eine deutliche Hinauszögerung des Versagenszeitpunktes und führt damit zu einer höheren, nach DIN 4102 auf den Untergurt zu beziehenden kritischen Temperatur.

Während des gesamten Brandablaufs fallen die gemessenen Stahltemperaturen zu den Auflagern hin merklich ab. Bei Annahme einer konstanten Temperaturverteilung der in Trägermitte gemessenen Profiltemperaturen über die Trägerlänge

$$T_{\text{Träger}} = T_{\text{Mitte}}$$

ergeben sich nur geringe Auswirkungen auf die Durchbiegungen, wie auch keine nennenswerten Auswirkungen auf das Erreichen des Versagenskriteriums zu verzeichnen sind. Dies beruht auf der Tatsache, daß der Hauptanteil der Durchbiegungen aus der Temperaturdifferenz $T_{\text{UG}} - T_{\text{OG}}$ resultiert, die sich aber über die gesamte Trägerlänge nur wenig ändert. Für das Bauteilversagen ist hier stets der Querschnitt mit der maximalen Beanspruchung, die Trägermitte, maßgebend.

3. Stahlstützen

Bei der weitüberwiegenden Zahl der im Stützenbrandhaus des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Brandversuche an Stahlstützen aus Walzprofilen der Stahlgüte St 37 lagen folgende Versuchsbedingungen vor:

- in Knickrichtung: Eulerfall II
- rechtwinklig zur Knickrichtung: Eulerfall IV
- definierte Lastausmitte
- Knickrichtung rechtwinklig zur starken Achse.

Die Begründung ergibt sich aus der Tatsache, daß bei dieser Versuchsanordnung die Einflüsse aus

- geometrischen und statischen Imperfektionen,
- veränderlicher Temperatur über die Stützenlänge,
- Eigenspannungen

in den meisten Fällen vernachlässigbar klein sind.

Damit wurden unverfälschte, eindeutig interpretierbare Versuchsergebnisse über den Einfluß der zwei wichtigsten Parameter Schlankheit und Belastungsgrad ermöglicht. Dies wiederum war die Grundlage für eine zuverlässige Überprüfung sowohl der erarbeiteten Rechenmodelle als auch der gewonnenen temperaturabhängigen Rechengesetze.

Im Förderungszeitraum 1981 - 1983 wurden neben ergänzenden Brandversuchen mit der vorgenannten Versuchsanordnung einige Versuche mit folgenden Abweichungen gegenüber den Standardversuchen durchgeführt - siehe Tabelle 1 -:

- 10 Versuche Knickrichtung rechtwinklig zur schwachen Achse,
- 5 Versuche mit Walzprofilen der Stahlgüte St 52,
- 2 Versuche Eulerfall II (zentrisch belastet),
- 2 Versuche Eulerfall IV.

Bei den rechnerischen Untersuchungen wurden zudem weitere 11 Versuche aus [9] - siehe Tabelle 2 - berücksichtigt.

Damit liegt auch eine ausreichende Zahl von Versuchsergebnissen der Eulerfälle III und IV vor.

Mit Ausnahme von Stahlstützen aus IPE-Profilen - siehe Abschnitt 3.2 - betrug bei allen Vergleichsrechnungen die Differenz der Versagenstemperatur zwischen Versuch und Rechnung $< \pm 5 \%$ oder ± 20 K. Es hat sich gezeigt, daß bei rechnerischen Untersuchungen die Kenntnis der aktuellen Fließgrenze $\beta_{s,0}$ Grundvoraussetzung für eine realistische rechnerische Beurteilung darstellt.

Für schlanke Profile und insbesondere bei Knicken rechtwinklig zur schwachen Achse erhalten die Walzeigenspannungen zunehmende Bedeutung.

Tabelle 1: Versuchsprogramm mit Versuchs- und Rechenergebnissen der Brandversuche an bekleideten Stahlstützen - SPB 148 -

Nr.	Versuch	Profil	L	λ_y	λ_z	Knick- achse	$\beta_{s,o}$	e_o	N_o	$\frac{N_o}{\text{zul } N}^{**})$	$t_{u,v}$	$T_{u,v}$	$T_{u,R}$	ΔT	Bemerkungen
			cm				N/mm ²	cm	kN		min	°C	°C	K	
1	V-1	IPB 220	370	39	33	y-y ^{*)}	269,0	1,20	1489	1,318	56	335	322	13	
2	V-2	IPB 220	370	39	33	y-y	249,5	1,20	1620	1,545	40	230	233	- 3	
3	V-3	IPB 220	370	39	33	y-y	263,3	1,20	1136	1,027	80	478	484	- 6	
4	V-4	IPB 220	370	39	33	y-y	272,0	5,50	1030	1,238	63,5	378	388	- 10	
5	VI-1	IPB 160	470	69	58	y-y	261,8	1,20	755	1,446	35	232	246	- 14	
6	VI-2	IPB 160	470	69	58	y-y	259,2	1,20	590	1,142	54,5	412	432	- 20	
7	VI-3	IPB 160	470	69	58	y-y	248,6	1,20	650	1,311	39,5	290	310	- 20	
8	VII-1	IPB 280	470	39	33	y-y	238,0	14,00	891	1,140	81	468	467	1	
9	VII-2	IPB 280	470	39	33	y-y	254,0	14,00	1143	1,370	54	305	303	2	
10	VII-3	IPB 140	470	79	66	y-y	334,5	7,00	363	1,308	44	328	347	- 19	St 52
11	VII-4	IPB 140	470	79	66	y-y	330,5	7,00	302	1,102	56	437	451	- 14	St 52
12	VII-5	IPB 100	470	113	93	y-y	259,5	2,50	169,5	1,219	47	403	388	15	
13	VII-6	IPB 100	470	113	93	y-y	259,5	5,00	140,5	1,243	36	298	301	- 3	
14	VIII-13	IPB 140	470	79	66	y-y	336,0	3,50	383	1,089	58,5	470	477	- 7	St 52
15	IX-1	IPB 240	370	18	61	z-z	229,3	0	1230	1,136	70	425	420	5	Eulerfall II
16	IX-2	IPB 240	370	18	30	z-z	220,5	0	1195	0,947	88	547	545	2	Eulerfall IV
17	VIII-5	IPB1 180	570	77	63	y-y	297,0	8,55	320	1,095	54,5	438	392	46	$\Delta T > 20 \text{ } ^\circ\text{C}$
18	VIII-6	IPB1 120	570	117	94	y-y	240,8	5,70	112	1,069	43,5	422	436	- 14	
19	VIII-9	IPB1 220	370	40	34	y-y	270,8	10,50	501	1,144	64	485	466	19	
20	VIII-10	IPB1 220	370	40	34	y-y	277,0	5,30	614	1,026	69	509	489	20	
21	VIII-14	IPB1 140	470	82	67	y-y	278,0	6,65	162,5	0,891	54,5	515	522	- 7	
22	VIII-15	IPB1 140	470	82	67	y-y	277,0	3,30	232	0,998	53	496	487	9	

Nr.	Versuch	Profil	L	λ_y	λ_z	Knick- achse	$\beta_{s,0}$	e_0	N_0	$\frac{N_0^{**}}{\text{zul N}}$	$t_{u,v}$	$T_{u,v}$	$T_{u,R}$	ΔT	Bemerkungen
			cm				N/mm ²	cm	kN		min	°C	°C	K	
23	VIII-1	IPBv 160	570	79	67	y-y ^{*)}	264,0	9,00	562	1,097	88,5	463	399	64	$\Delta T > 20^\circ\text{C}$
24	VIII-2	IPBv 100	570	123	104	y-y	418,5	6,00	243	1,000	85,5	529	540	- 11	St 52
25	VIII-3	IPBv 100	570	123	104	y-y	399,5	6,00	273	1,176	77,5	482	469	13	St 52
26	VIII-4	IPBv 100	570	62	104	z-z	331,5	0	147	0,392	120	685	686	- 1	St 52, Eulerfall IV
27	IX-3	IPBv 100	570	62	208	z-z	245,8	0	141	1,351	88	550	549	1	St 52, Eulerf.IV
28	VIII-7	IPE 180	470	63	115	y-y	272,3	9,00	102	0,955	51	532	582	- 50	Biegedrillknicken
29	VIII-11	IPE 220	370	41	75	y-y	286,4	11,00	251	1,256	50	448	494	- 46	Biegedrillknicken
30	V-5	IPE 360	370	12	98	z-z	287,3	0,90	768	1,474	37	290	230 - 320		siehe Tabelle 3
31	V-6	IPE 360	370	12	98	z-z	272,8	0,90	610	1,233	51,5	355	323 - 470		siehe Tabelle 3
32	VI-4	IPE 300	470	19	140	z-z	247,5	1,10	320	1,636	31	255	115 - 319		siehe Tabelle 3
33	VI-5	IPE 300	470	19	140	z-z	245,8	1,10	280	1,442	37,5	316	235 - 470		siehe Tabelle 3
34	VIII-8	IPE 180	470	32	229	z-z	433,0	2,50	50	0,934	52,5	541	380 - 541		siehe Tabelle 3
35	VIII-12	IPE 220	370	20	149	z-z	303,5	5,50	86	1,190	52	497	275 - 426		siehe Tabelle 3

*) Knicken rechtwinklig zur starken Achse

**) $\text{zul N} = \beta_{s,0} / \min \beta_s \cdot \text{zul N (DIN 4114, LF H)}$

Tabelle 2: Versuchsprogramm mit Versuchs- und Rechenergebnissen der Brandversuche an bekleideten Stahlstützen - Vergleichversuche BAM, Braunschweig, Stuttgart [9] -

Nr.	Versuch	Profil	L	λ	Knick- achse	$\beta_{s,o}$	e_o	N_o	$t_{u,v}$	$T_{u,v}$	$T_{u,R}$	ΔT	Bemerkungen
			cm			N/mm ²	cm	kN	min	°C	°C	K	
1	BS-II-1S	IPB 180	386	49	y-y*)	246,5	3,0	662	58	418	404	14	Eulerfall II
2	S-II-2S	IPB 180	386	49	y-y	259,0	3,0	654	57,5	417	431	- 14	
3	BS-II-2S	IPB 180	386	49	y-y	267,0	0	891	69	475	495	- 20	
4	S-II-1S	IPB 180	386	49	y-y	249,5	0	876	67	446	428	18	
5	BS-III-1S	IPB 180	386	35	y-y	250,0	3,0	703	73	515	507	8	Eulerfall III
6	S-III-2S	IPB 180	386	35	y-y	245,0	3,0	701	73	492	501	- 9	
7	BS-III-2S	IPB 180	386	35	y-y	259,0	1,0	847	70	515	525	- 10	
8	S-III-1S	IPB 180	386	35	y-y	244,0	1,0	857	68	466	470	- 4	
9	BS-IV-1S	IPB 180	386	42	z-z	283,0	0	928	82	513	532	- 19	Eulerfall IV
10	BS-IV-2S	IPB 180	386	42	z-z	278,5	0	928	88	540	527	13	
11	S-IV-1S	IPB 180	386	42	z-z	277,0	0	938	88	523	526	- 3	

*) Knicken rechtwinklig zur starken Achse

Die auch bei Brandversuchen stets veränderliche Temperaturverteilung über die Stützenlänge ist bei drehbehinderter Lagerung - Eulerfälle III und IV - von nicht unerheblichem Einfluß.

3.1 Einfluß der Lagerbedingungen auf die Versagenstemperatur

Mit der anstehenden Einführung der DIN 18 180 als Ersatz für die bisherige DIN 4114 "Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau" und den damit höheren zulässigen Lasten für zentrisch belastete Stahlstützen werden die Versagenstemperaturen deutlich absinken.

In Fachkreisen wird häufig argumentiert, daß in vielen Fällen Stahlstützen, nach Eulerfall II bemessen, aufgrund der gewählten Anschlüsse im Brandfall als beidseitig eingespannt - Eulerfall IV - anzusehen sind, woraus beachtliche Tragreserven abgeleitet werden.

Zur Absicherung einer rechnerischen Untersuchung zu den genannten Einflüssen wurden vier Stützenversuche durchgeführt.

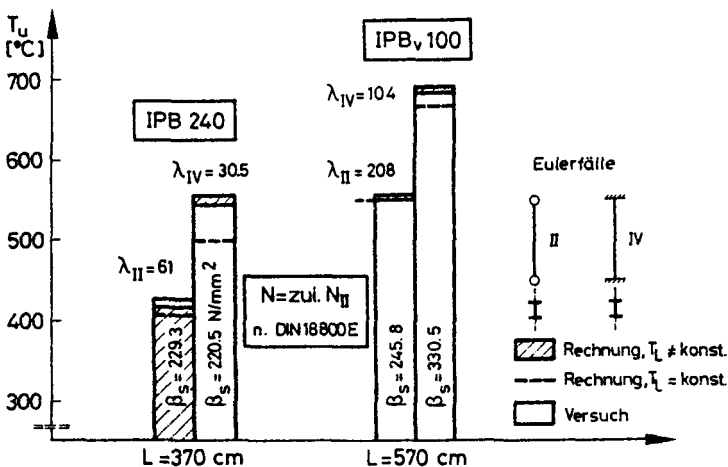


Bild 5: Die Versagenstemperatur einer gedungenen und einer schlanken Stütze aus Versuch und Rechnung bei einer Prüflast nach Eulerfall II und Lagerung nach Eulerfall II bzw. Eulerfall IV; Versuche VIII-4 und IX-1 bis IX-3

Bild 5 zeigt die Versagenstemperaturen zweier IPB-Profile mit der Stützenlänge 370 cm, einmal beidseitig gelenkig gelagert - Eulerfall II -, zum anderen beidseitig eingespannt - Eulerfall IV -, geprüft unter der zulässigen Last für Eulerfall II nach dem aktuellen Entwurf der DIN 18 800 E. Das gleiche gilt für zwei 570 cm lange Stützen IPBv 100.

Die schraffiert angedeuteten rechnerischen Versagenstemperaturen bestätigen auch hier die gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung über einen Schlankheitsbereich von $\lambda = 30,5$ bis $\lambda = 208$. Hierbei wurde der in den Versuchen gemessene Temperaturgradient in Stablängsrichtung berücksichtigt. Die gestrichelte Linie kennzeichnet die Auswirkung auf die Versagenstemperatur bei Vernachlässigung des Temperaturgradienten.

Die rechnerisch ermittelten Einflüsse aus

- Schlankheit,
- Belastungsgrad und
- Eigenspannungen

auf die aktivierbare Tragreserve von Stahlstützen - Eulerfall IV - unter zulässiger Last nach Eulerfall II sind in den Bildern 6 bis 9 aufgezeigt. Neben den Versagenstemperaturen für Eulerfall II für den Schlankheitsbereich $\lambda = 20$ bis $\lambda = 200$ sowie für Eulerfall IV für die Schlankheiten $\lambda = 20$ bis $\lambda = 100$ sind über der unteren Kurve Tragreserven als Temperaturdifferenz ΔT eingetragen.

Bei einer zulässigen Last nach DIN 4114 - Bild 6 und 7 - liegt die Versagenstemperatur für Eulerfall II und geringe Schlankheiten bei beiden Knickrichtungen in Höhe der kritischen Temperatur $T_{krit} = 500 \text{ }^{\circ}\text{C}$ entsprechend DIN 4102.

Unterstellt man beidseitige Einspannung - Eulerfall IV -, betragen die Tragreserven für geringe Schlankheiten bei beiden Knickrichtungen etwa $\Delta T = 35 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Bei Knicken rechtwinklig zur starken Achse nehmen die Werte mit zunehmender Schlankheit ab, bei Knicken rechtwinklig zur schwachen Achse dagegen wachsen die Tragreserven infolge des sich mit zunehmender Schlankheit verstärkenden Eigenspannungseinflusses auf $\Delta T = 65 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

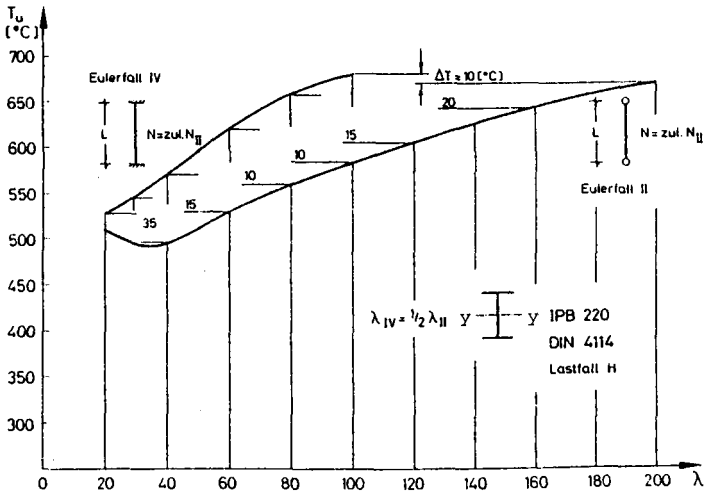


Bild 6: Versagenstemperaturen von Stahlstützen, bemessen nach Eulerfall II, bei einer Lagerung entsprechend Eulerfall II und IV

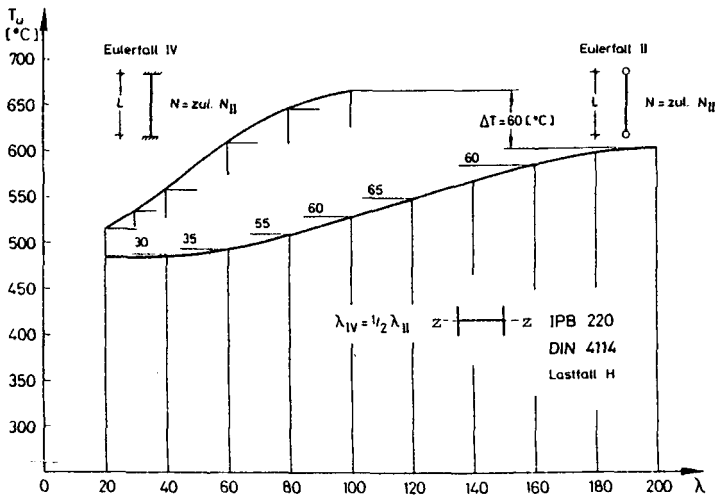


Bild 7: Versagenstemperaturen von Stahlstützen, bemessen nach Eulerfall II, bei einer Lagerung entsprechend Eulerfall II und IV

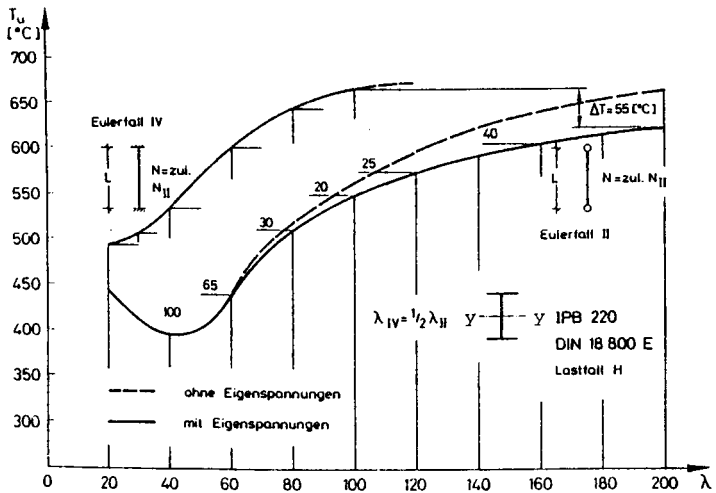


Bild 8: Versagenstemperaturen von Stahlstützen, bemessen nach Eulerfall II, bei einer Lagerung entsprechend Eulerfall II und IV

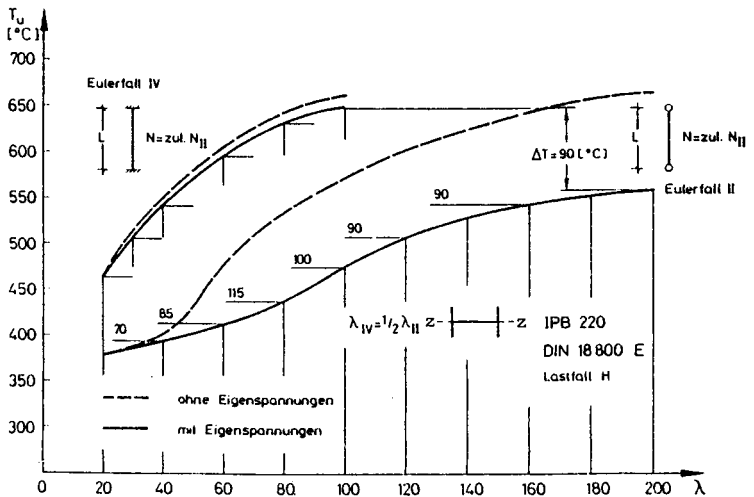


Bild 9: Versagenstemperaturen von Stahlstützen, bemessen nach Eulerfall II, bei einer Lagerung entsprechend Eulerfall II und IV

Die zulässigen Lasten nach DIN 18 180 E liegen in der Größenordnung von 20 % über den zulässigen Lasten nach DIN 4114.

Die Versagenstemperaturen fallen daher bei gedrunzenen Schlankheiten um 100 °C auf $T_u \leq 400$ °C ab - Bild 8 und 9 -.

Die Tragreserven für ΔT für Eulerfall IV sind insbesondere bei Knicken rechtwinklig zur schwachen Achse wesentlich höher, so daß insgesamt gesehen in etwa die gleichen Versagenstemperaturen wie bei Bemessung nach DIN 4114 von $T_u \geq 500$ °C für beide Knickrichtungen erreicht werden.

Der zusätzliche Vergleich der rechnerischen Versagenstemperaturen mit bzw. ohne Berücksichtigung der Eigenspannungen - Bild 8 und 9 - zeigt die deutlich unterschiedliche Bedeutung der Eigenspannungen in Abhängigkeit von Knickrichtung, Schlankheit und Belastungsgrad.

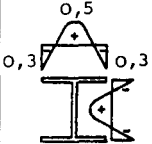
Da der Temperaturgradient in Stablängsrichtung in einem realistischen Brandfall sehr unterschiedlich ausfallen kann, wurde hier eine konstante Temperaturverteilung unterstellt. Die Nachrechnung einiger Versuche mit und ohne Berücksichtigung des Temperaturgradienten - Bild 5 - zeigt, daß bei drehbehinderter Lagerung je nach Schlankheit eine zusätzliche Tragreserve, ausgedrückt in höherer kritischer Temperatur - in Stabmitte -, zu verzeichnen ist.

3.2 Tragverhalten von Stahlstützen aus IPE-Profilen

Im Gegensatz zu allen anderen Versuchen zeigten die Ergebnisse von Brandversuchen an IPE-Profilen nur teilweise eine Übereinstimmung mit den rechnerischen Versagenstemperaturen. Nach Roik [11] entspricht die Eigenspannungsverteilung von IPE-Profilen die der Spalte 5 in Tabelle 3.

Die Annahme anderer Eigenspannungsverteilungen - siehe Spalte 4 und Spalte 6 - zeigt den großen Einfluß der Walzeigenspannungen auf das Tragverhalten dieser Profile.

Tabelle 3: Versagenstemperaturen aus Versuch und Rechnung brandbeanspruchter Stahlstützen aus IPE-Profilen

Nr.	Versuch	$T_{u, \text{Vers.}}$	$T_{u, \text{Rechnung}}$			Eigenspannung σ_E / σ_F
			-0,50/0,40	-0,30/0,50	0,0/0,30	
1	2	3	4	5	6	7
1	V-5	290	230	<u>283</u>	320	
2	V-6	355	323	+ 397	470	
3	VI-4	255	140	<u>254</u>	319	
4	VI-5	316	235	+ 377	471	
5	VIII-8	541	380	505 +	541	
6	VIII-12	497	275	406	426 +	
						IPE

Dazu kommt der Einfluß aus herstellungsbedingten Maßabweichungen. Unterstellt man die nach DIN 17 100 maximal zulässigen Querschnittsabweichungen, ergeben sich für die vorliegenden hochbelasteten Stützen Abweichungen in der Versagenstemperatur von $\pm 50 - 100$ K. Die Ergebnisse der Stützenversuche in Gent [10] bestätigen diese besonders ausgeprägte Streuung der Versagenstemperatur bei der Prüfung von Stahlstützen aus IPE-Profilen.

3.3 Frühzeitiges Versagen von Stahlstützen im Brandversuch

In [2] wurde vom frühzeitigen Versagen brandbeanspruchter schlanker Stützen mit großer Lastausmitte berichtet. Die Auswertung der Versuchsprotokolle ergab, daß neben den gemessenen Anfangsverformungen rechtwinklig zur Knickrichtung das Prüfgerüst vermutlich keine volle Einspannung rechtwinklig zur vorgegebenen Knickrichtung gewährleistete und damit zu diesem frühzeitigen Versagen beigetragen haben könnte.

Daher wurde insbesondere der untere Lagerungsbereich durch eine zusätzliche Wegsteuerung so verbessert, daß eine horizontale Lage der Kopfplatten und damit eine volle Einspannung jederzeit sichergestellt ist. Außerdem wurden biegedrillgefährdete Stützen vor dem Versuch gerichtet und damit die Anfangsverformungen minimal gehalten.

Mit Ausnahme zweier schlanker Stützen aus IPE-Profilen mit sehr ungünstigen Schlankheitsverhältnissen λ_y/λ_z - Versuche VIII-7 und VIII-11 - wurde bei Versuchen mit dieser verbesserten Versuchseinrichtung kein frühzeitiges Versagen mehr beobachtet.

Da jedoch Stützen in einem brandbeanspruchten Gesamttragwerk in der Regel Kopfverschiebungen und Kopfverdrehungen in beiden Hauptachsen erleiden, erfordert offensichtlich eine vollständige Beurteilung von Stahlstützen aus Walzprofilen die Berücksichtigung zweiachsiger Beanspruchungen.

Solche Versuche werden zur Zeit vorbereitet und sollen zu Beginn des nächsten Förderungszeitraums durchgeführt werden.

4. Rahmenstiel - Einzelstütze

Zur Untersuchung der Interaktion zwischen Riegel und Stütze als Ausschnitt eines Rahmentragwerks im Brandfall wurden 5 Rahmenversuche durchgeführt. Dabei wurde die Auswirkung verschiedener Lastgruppen bei gleichem System (Versuche SR 1 und SR 2) sowie der Einfluß unterschiedlicher Lagerung von Riegel- bzw. Stielende (Versuche SR 3, SR 4 und SR 5) untersucht. Außerdem unterscheiden sich die beiden Versuchsgruppen in den Steifigkeitsverhältnissen $EI_R/EI_{St} = 1$ bzw. $EI_R/EI_{St} = 4$.

Als Beitrag zur Frage von praxisgerechten Annahmen bei einer brandschutztechnischen Bemessung von Gesamttragwerken - Annahme eines Eulerfalles - ist die folgende Gegenüberstellung zu sehen:

Der Vergleich der Versuchsergebnisse aus Rahmenprüfungen mit den Ergebnissen einer Einzelstabbetrachtung der Eulerfälle II, III und IV - Bild 10 - zeigt, daß mit Ausnahme von Versuch SR 1 alle Rahmenstiele geringere Versagenstemperaturen als eine entsprechende Einzelstütze nach Eulerfall II aufweisen. Der positive Einfluß aus der Drehbehinderung des Riegels und des Stützenfußes sind eindeutig.

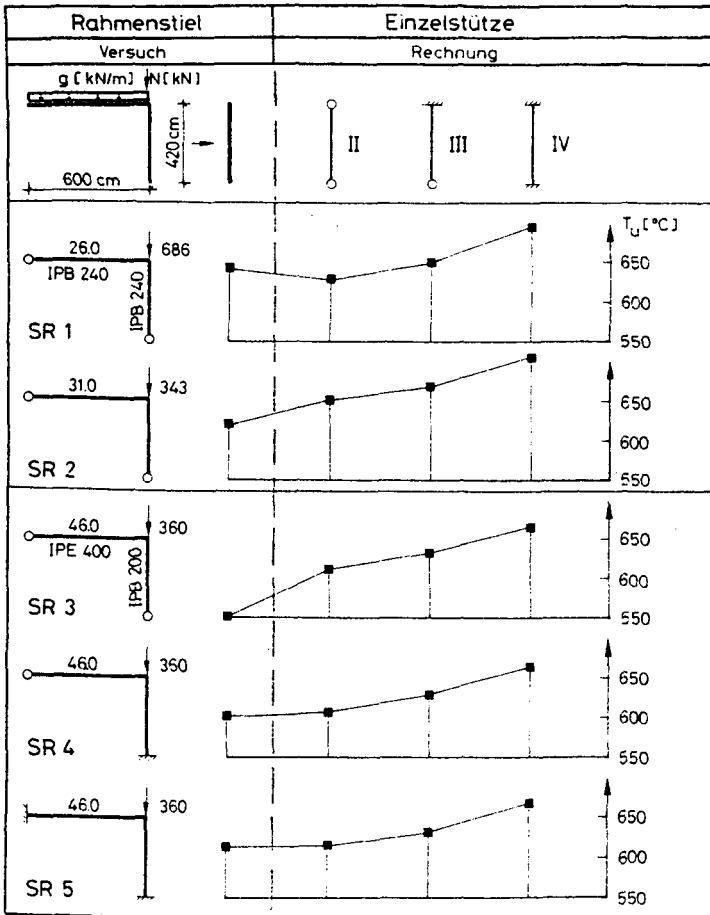


Bild 10: Gegenüberstellung der im Versuch gemessenen Versagenstemperaturen der Rahmenstiele und der errechneten Versagenstemperaturen entsprechender Einzelstützen bei Lagerung nach Eulerfall II, III und IV

Die Versagenstemperaturen eines Einzelstabes nach Eulerfall IV liegen mit 50 °C bis 120 °C deutlich über der Versagenstemperatur der Rahmenstiele. Diese Gegenüberstellung zeigt, daß für Rand- und Eckstiele eines komplexen Rahmentragwerks die in Abschnitt 3.1 angeführten Tragreserven nicht ohne weiteres unterstellt werden können.

5. Zusammenfassung, Ausblick

Am Beispiel zweier Balkenversuche unter Brandeinwirkung wird gezeigt, daß bei Verwendung der vorgestellten temperaturabhängigen σ - ϵ -Beziehungen sowohl die Feuerwiderstandsdauer als auch die Balkendurchbiegungen sehr gut rechnerisch zu belegen sind.

Die Nachrechnungen weiterer Stahlstützenversuche mit stark unterschiedlicher Schlankheit, Lagerung - Eulerfälle II bis IV - und Lastausnutzung bestätigen die schon in [2] vorgestellte gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung.

Damit ist eine gesicherte rechnerische Untersuchung von Einzelbauteilen mit einachsiger Beanspruchung über ein breites Parameterspektrum (siehe Abschnitt 1) möglich. Hierzu sind - wenn überhaupt - nur noch wenige, die rechnerisch ermittelten Aussagen bestätigende Brandversuche erforderlich.

In Abschnitt 4 wird gezeigt, daß die in der Realität meist vorhandene Interaktion zwischen Stützen und Riegeln bzw. Deckenplatten nicht pauschal mit der Annahme eines bestimmten Eulerfalles abgedeckt werden kann.

Nach Einführung der DIN 18 800 in ihrer derzeitigen Entwurfsform wird bei höheren zulässigen Lasten die Feuerwiderstandsdauer bzw. die Versagenstemperatur deutlich abgemindert und wird nicht in allen Fällen durch die Berücksichtigung in der Realität vorhandener Tragreserven kompensiert werden können.

In [6] wird ein Weg aufgezeigt, wie Auswirkungen infolge Interaktion zwischen horizontalen Bauteilen und Stützen unter Brandeinwirkung am Einzelbauteil untersucht werden können.

Baukonstruktionen sind in der Regel räumliche Tragwerke. Im Brandfall ist daher infolge der temperaturbedingten Ausdehnung der horizontalen Tragglieder von einer zweiachsigen Beanspruchung der Stützen auszugehen.

Bei Stahlstützen aus Walzprofilen kann dieser Tatbestand nicht unberücksichtigt bleiben. Versuche an schlanken Stahlstützen - Knicken rechtwinklig zur starken Achse - mit großer Lastausmitte haben gezeigt, daß schon geringe Vorverformungen rechtwinklig zur Knickrichtung in Verbindung mit einer nicht ganz eindeutigen Lagerung zu Biegedrilleffekten und damit zu frühzeitigem Versagen der Stützen führen können [2].

Ein erfolgversprechender Weg, diesen Sachverhalt auch im Versuch zu studieren, wäre eine Erweiterung des in [6] vorgestellten Versuchstyps bei Simulierung zweiachsiger Kopfverformungen. Solche Untersuchungen sollen zu Beginn des nächsten Förderungszeitraums durchgeführt werden.

6. Literaturverzeichnis

- [1] Hoffend, F.: Das Brandverhalten von Stahlstützen - Versuche und Berechnung. SFB 148, Arbeitsbericht 1975 - 1977, A 1 - 6
- [2] Hoffend, F.: Brandverhalten von Stahlstützen bei ausmittiger Last- einleitung, Dehnbehinderung oder teilweiser Bekleidung. SFB 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980, A 1 - 1
- [3] Hoffend, F.: Brandversuche an Stahlrahmen - Versuchsergebnisse, deren Analyse und rechnerische Vergleiche. SFB 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980, A 1 - 2
- [4] EKS - Europäische Konvention für Stahlbau. Europäische Empfehlungen zur Bemessung von Stahlbauteilen unter Brandeinwirkung nach ETK
- [5] Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. SFB 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980, B 4
- [6] Haß, R.: Experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen infolge horizontaler Deckendilatation. Referat Brandschutzkolloquium des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" in Karlsruhe, 1982

- [7] Richter, E.: Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett vorgespannten Spannbetonbalken unter Brandbelastung gemäß DIN 4102. Untersuchungsbericht im Auftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, März 1978

- [8] Knublauch, E.; Rudolphi, R. und Stanke, J.: Theoretische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlstützen und Vergleich mit Versuchen

- [9] Haksever, A.; Meyer-Ottens, C.: Vergleichsuntersuchungen an Stützen unter Brandbeanspruchung bei verschiedener Lagerung. Vorläufiger Abschlußbericht im Auftrage des Bundesministeriums für Städtebau, Raumordnung und Bauwesen

- [10] Vandamme, M.; Jauss, J.: Knicken von axial belasteten Stahlstützen unter Feuereinwirkung. IABSE Proceedings P-43/81, Zürich, 1981

- [11] Roik, K.H.: Vorlesungen über Stahlbau. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin,

Zum Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen
im Brandfall

von

Dr.-Ing. Ataman Haksever

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	A 1 - 4 - Seite 3
2. Versuchsplanung	A 1 - 4 - Seite 3
3. Grundlagen der Berechnung	A 1 - 4 - Seite 6
3.1 Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbeton- stützen unter Verwendung der verschiedenen Materialmodelle für Festbetone	A 1 - 4 - Seite 6
3.2 Vergleich der Rechenergebnisse	A 1 - 4 - Seite 12
3.3 Relaxationsverhalten der elastisch dehnbehin- derten Stahlbetonstützen im Brandfall	A 1 - 4 - Seite 14
3.4 Entwicklung eines Rechenmodells zur Lösung eines Relaxationsproblems	A 1 - 4 - Seite 17
3.5 Relaxationsverhalten der Stahlbetonstützen bei geringerer Erwärmungsgeschwindigkeit	A 1 - 4 - Seite 25
4. Zusammenfassung und Ausblick	A 1 - 4 - Seite 26
5. Literatur	A 1 - 4 - Seite 27

1. Einleitung

Im Rahmen der Aktivitäten des Teilprojekts A 1 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurden auch in der laufenden Förderungsperiode verstärkt Grundlagenforschungen durchgeführt, um die Diskrepanzen zwischen Rechnung und Bemessung von dehnbehinderten Druckgliedern im Brandfall zu klären. Da der Grad der Dehnbehinderung maßgeblich die Entwicklung der axialen Zwangskräfte beeinflusst, wurden auch elastisch-dehnbehinderte Stahlbetonstützen in das Versuchsprogramm aufgenommen. In [1] wurde diskutiert, daß die aufgetretenen Unstimmigkeiten zwischen der Messung und der Rechnung maßgeblich von der Erwärmungsgeschwindigkeit der diskreten Elemente eines beflamten Querschnitts und von den Folgeerscheinungen der Erwärmungsgeschwindigkeit geprägt sind. Aus diesem Grunde wurden auch Versuche durchgeführt, bei denen die Brandraumtemperaturen so gesteigert wurden, daß die Erwärmungsgeschwindigkeit im Bauteil der Aufheizgeschwindigkeit bei kleinen Probekörpern entsprach [2].

In diesem Beitrag wird zunächst das Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen unter Normbrandbedingungen rechnerisch verfolgt. Die Versuchs- und Rechenergebnisse werden sowohl für die starren als auch für die elastischen Auflagerbedingungen gegenübergestellt. Dabei werden in den Berechnungen zwei unterschiedliche Materialmodelle vom Inland sowie vom Ausland zur theoretischen Beschreibung des Relaxationsverhaltens von Großprobekörpern im Brandfall zur Anwendung gebracht.

Schließlich wird ein Lösungsansatz für das Relaxationsproblem vorgestellt, der die in [1] getroffenen Annahmen durch die neuen Versuchsergebnisse und die Modellbeschreibungen noch einmal konkretisiert.

2. Versuchsplanung

Unter verschiedenen Randbedingungen durchgeführte Versuche und die Abmessungen der Probekörper sind in Bild 2.1 zusammengestellt. Wie aus dem genannten Bild ersichtlich ist, wurden hauptsächlich bei den durchgeführten Versuchen drei Versuchsparameter variiert. Diese Parameter sind ähnlich denen, wie sie bei den kleinen Probekörpern des

Zusammenstellung der Relaxationsversuche für Großprobekörper

Bezeichnung	b/d [cm]	s_k [m]	e [cm]	Versuchsparameter			Σ Fe
				Temperatur	Dehnung	Last	
St- 3/1	30/30	4.80	1.5	ETK	Konstant	gemessen	6 ϕ 20
St- 3/2	30/30	4.80	9.0	"	$\epsilon_r = 0$	"	
B2 - 5	30/30	4.80	9.0	ETK	Variable	gemessen	6 ϕ 20
B2 - 6	30/30	4.80	1.5	"	$\epsilon_r = 1/2 \epsilon_t(P,t)$	"	
SR 81-12	30/30	4.80	0.0	4 K/min	Variable $\epsilon_r = 1/3 \epsilon_t(P,t)$	gemessen	6 ϕ 20
SR 81-13	30/30	4.80	0.0	10 K/min		"	
SR 81-14	30/30	4.80	0.0	ausgefallen			
SR 81- 15	30/30	4.80	0.0	ETK	gemessen	gesteuert	6 ϕ 20

Bild 2.1: Versuchsdaten der dehnbehinderten Großprobekörper

Teilprojekts B 3 des Sonderforschungsbereichs 148 untersucht worden sind [2].

Das Bild 2.1 zeigt, daß als Versuchsparameter Temperatur, Dehnung und Zwängung der Probekörper im Brandfall untersucht wurden. Bei den ersten zwei Versuchen wurden die Brandraumtemperaturen nach DIN 4102 Teil 2 simuliert, wobei die Auflagerbedingungen der Stützen so vorgesehen waren, daß eine totale Dehnbehinderung der Stützen im Brandfall simuliert wurde. Bei dieser Versuchsbedingung wurde die Entwicklung der Zwängungen über die Branddauer gemessen.

In der zweiten Versuchsreihe wurden wiederum die thermischen Randbedingungen der Versuche nach Norm vorgesehen. In den Versuchen wurde nicht eine totale Dehnbehinderung der Stahlbetonstützen eingestellt, sondern eine gewisse elastische Dehnung während der Branddauer freigegeben. Diese elastische Dehnung entspricht in halber Größe derjenigen Dehnung der Stütze, die unter der Gebrauchslast des Bauteils und unter den gleichen thermischen Randbedingungen über die Branddauer gemessen worden ist. Bei diesen Versuchen wurden wiederum die axialen Zwängungen der Stahlbetonstützen bei den im Brandfall gesteuerten thermischen Dehnungen gemessen.

Die dritte Versuchsreihe ähnelt der zweiten Versuchsgruppe, wobei in den Versuchen als thermische Randbedingungen eine lineare Steigerung der Brandraumtemperaturen über der Zeit vorgesehen war. Die Aufheizgeschwindigkeiten der Heißgase im Brandraum wurden bei diesen Versuchen verhältnismäßig niedrig gehalten mit der Absicht, den Temperaturgradienten über den Querschnitt der Versuchskörper während der Branddauer möglichst gering zu halten. In dieser Versuchsreihe wurden die Zwangsdehnungen mit der Drittelgröße der thermischen Dehnungen unter Gebrauchslast im Versuch simuliert, um die entwickelnden Zwängungen zu messen.

Während in den ersten drei Versuchsreihen hauptsächlich die thermischen Dehnungen gesteuert und die Zwängungen gemessen wurden, wurden in der letzten Versuchsreihe die Zwängungen des Versuchskörpers nach einer Vorberechnung variiert und dabei die thermischen Dehnungen der Stahlbetonstütze registriert. Die Beflammung des Bauteils erfolgte in der letzten Versuchsreihe nach DIN 4102 Teil 2.

Im folgenden Abschnitt werden die Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Begleituntersuchungen analysiert. Dabei werden die Probekörper der ersten und zweiten Versuchsreihe mit dem aufgestellten Rechenprogramm behandelt. Die Versuchsergebnisse der letzten Versuchsreihen werden im Rahmen dieses Beitrages nur kurz gestreift und die erreichten wichtigen Aussagen mitgeteilt.

3. Grundlagen der Berechnung

3.1 Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen unter Verwendung der verschiedenen Materialmodelle für Festbetone

In diesem Abschnitt werden hauptsächlich zwei getrennte Materialmodelle zur Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen in der computergerechten Behandlung des Problems angewendet. Das erste Materialmodell stammt von Schneider und ist in [2] ausführlich beschrieben. Das zweite Rechenmodell wurde von Anderberg entwickelt und ist in [6] diskutiert worden. Die beiden Materialmodelle der Festbetone bei erhöhten Temperaturen werden hier hauptsächlich zur Bestimmung des Relaxationsverhaltens der Stützen der ersten Versuchsreihe benutzt. Danach zeigt das Bild 3.1 die Versuchs- und Rechenergebnisse für die Stahlbetonstütze St-3/1 für den Fall der totalen Dehnbehinderung⁺⁾ . Das obere Drittel des Bildes zeigt, daß in der Berechnung verschiedene elastische Dehnbehinderungen über die Branddauer simuliert worden sind, während im Versuch die thermischen Dehnungen durch die Zwängungssteigerung total unterdrückt wurden. In der Berechnung wurden die elastischen Dehnbehinderungen nach einem linearen Dehnungsgesetz vorgenommen. Nach Bild 3.1 wird ersichtlich, daß die freigelassenen thermischen Dehnungen bis zu der 20. Versuchsminute sehr wenig ansteigen. Erst nach dieser Branddauer wurden größere Dehnungsbeträge über die Branddauer linear freigegeben, um in der 90. Minute der Brandbeanspruchung eine bestimmte Größe erreichen zu können.

Das mittlere Drittel des Bildes 3.1 zeigt nun die Rechenergebnisse der Zwängungsberechnungen bei variierender elastischer Dehnbehinderung zusammen mit den im Versuch gemessenen Gesamtkräften des Versuchskörpers während der Branddauer. Nach dem Bild wird deutlich, daß die gerechneten Zwängungen in einem sehr schmalen Bandbereich sich verändern, obwohl die ela-

⁺⁾ Materialmodell nach Schneider [2].

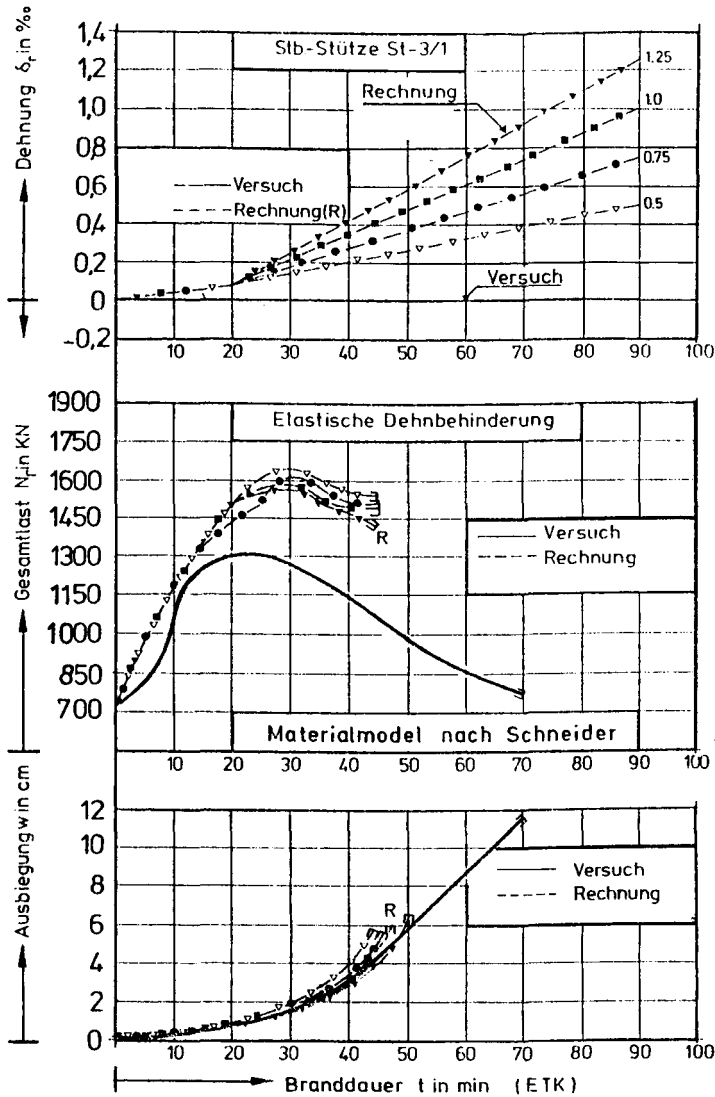


Bild 3.1: Versuchs- und Rechenergebnisse der Stahlbetonstütze für verschiedene Dehnbehinderungsgrade nach [2]

stischen Dehnbehinderungen in ihren Endwerten nach 90 Minuten Branddauer zwischen 0,5 und 1,25 % Dehngrenze variieren. Dadurch wird deutlich, daß die Vergrößerung der unteren elastischen Dehngrenze auf das fast Dreifache kaum die Entwicklung der Zwangskräfte der Stahlbetonstütze während der Brandbeanspruchung beeinflusst.

Das untere Drittel des Bildes 3.1 zeigt dagegen im Versuch gemessene Ausbiegungen der Stütze und stellt sie zu den gerechneten Verformungen des Bauteils bei entsprechender elastischer Dehnbehinderung während der Branddauer dar. Es wird deutlich, daß die gemessenen Querverformungen der Stahlbetonstütze rechnerisch sehr zufriedenstellend nachvollzogen werden. Während die gerechneten Zwängungen im Vergleich zu den gemessenen Werten fast 25 % höhere Werte in ihrem Maximum aufweisen, werden bei den Querverformungen der Stahlbetonstütze zwischen der Messung und der Rechnung nur geringfügige Unstimmigkeiten festgestellt. Eine krasse Unstimmigkeit wird dagegen in der rechnerischen Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer des Bauteils beobachtet. Das Bild zeigt deutlich, daß die rechnerisch ermittelte Feuerwiderstandsdauer von der im Versuch erreichten Feuerwiderstandsdauer sehr stark abweicht, bedingt durch die in der Berechnung zu hoch ermittelte Zwangskraft.

Die zweite Stahlbetonstütze St-3/2 der ersten Versuchsreihe wurde auch mit der Verwendung des gleichen Materialmodells im Rechenprogramm nachgerechnet. Eine besondere Eigenschaft der mechanischen Randbedingungen dieser Stütze war, daß die planmäßige Ausmitte der Gebrauchslast verhältnismäßig groß angesetzt wurde. Die durchgeführten Berechnungen haben ähnliche Tendenzen gezeigt, wie in der Nachrechnung der Stütze St-3/1 beobachtet wurde.

Zu den festgestellten Abweichungen in der Entwicklung der Zwängungskräfte zwischen Messung und Rechnung kann folgendes gesagt werden:

In dem benutzten Rechenmodell wird eine Spannungsgeschichte für die diskreten Elemente des Querschnitts nicht berücksichtigt. Das benutzte Rechenmodell nimmt keine Rücksicht auf die Spannungen in dem betrachteten Element aus dem vorhergehenden Zeitschritt auf die Bestimmung des aktuellen Spannungs-Dehnungs-Gesetzes des Materials Beton bei erhöhten Temperaturen. Dieser Vorgang ist selbstverständlich, weil bei

der Entwicklung der Spannungs-Dehnungs-Gesetze für Festbetone bei erhöhten Temperaturen solche Warmkriechversuche durchgeführt worden sind, bei denen die Dehnungen der kleinen Probekörper unter konstanter Last und bei variierender Temperaturen gemessen wurden. Deshalb werden die Einflüsse auf die Zwangskraftentwicklung der Stahlbetonstützen aus den Hochtemperaturkriecheffekten bei Benutzung des Materialmodells im Rechenprogramm in dieser Form rechnerisch nicht wirklichkeitsnah erfaßt. Der Einfluß der Spannungsgeschichte auf eine Verformungsrechnung ist nach einigen Autoren nicht zu vernachlässigen. Beispielsweise beeinflussen die Druckspannungen in einem diskreten Element des Querschnitts das Übergangskriechen des Materials erheblich, siehe Anderberg [6]. Insbesondere aktivieren die variierenden Spannungen über der Branddauer im Querschnitt höhere Kriechanteile. Dadurch können die Zwängungen deutlich reduziert werden. Um das zu zeigen, wurde die gleiche dehnbehinderte Stütze St-3/1 mit dem Materialmodell nach Anderberg untersucht. Zu diesem Zwecke wurde das Materialmodell in das gleiche Rechenmodell installiert. Danach wurde die Stahlbetonstütze St-3/1 bei variierenden elastischen Dehnungen nachgerechnet und die Zwängungen über der Branddauer ermittelt. Bei der Simulation der elastischen Dehnbehinderung in der Rechnung wurden die gleichen linearen Dehnwege, wie im Bild 3.1 dargestellt, simuliert. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 3.2 dargestellt. Die Grundlagen des benutzten Materialmodells sind in [6] ausführlich erläutert.

Das Bild 3.2 zeigt im oberen Drittel Dehnwege der Stütze während der Branddauer. Diese Dehnwege entsprechen - wie vorhin schon erwähnt wurde - den gleichen elastischen Dehnbehinderungen der Stahlbetonstütze für die Relaxationsberechnungen nach Schneider. Im mittleren Drittel des Bildes 3.2 sind nun die gerechneten Zwängungen der Stahlbetonstütze für den entsprechenden elastischen Dehnweg eingetragen. Zum besseren Vergleich ist auch die gemessene Gesamtlast der Stahlbetonstütze im Versuch auf dem Bild dargestellt. Nach dem neuen Materialmodell wird deutlich, daß die gerechneten Zwängungen unter Vorgabe der elastischen Dehnung deutlich beeinflußt werden. Insbesondere variieren die gerechneten Zwängungen in einem breiten Streubereich. Die entwickelten Zwängungen sind im Vergleich zu dem im vorhin diskutierten Materialmodell erheblich niedriger. Da in diesem Materialmodell die Spannungsgeschichte berücksichtigt wird und dadurch auf das Über-

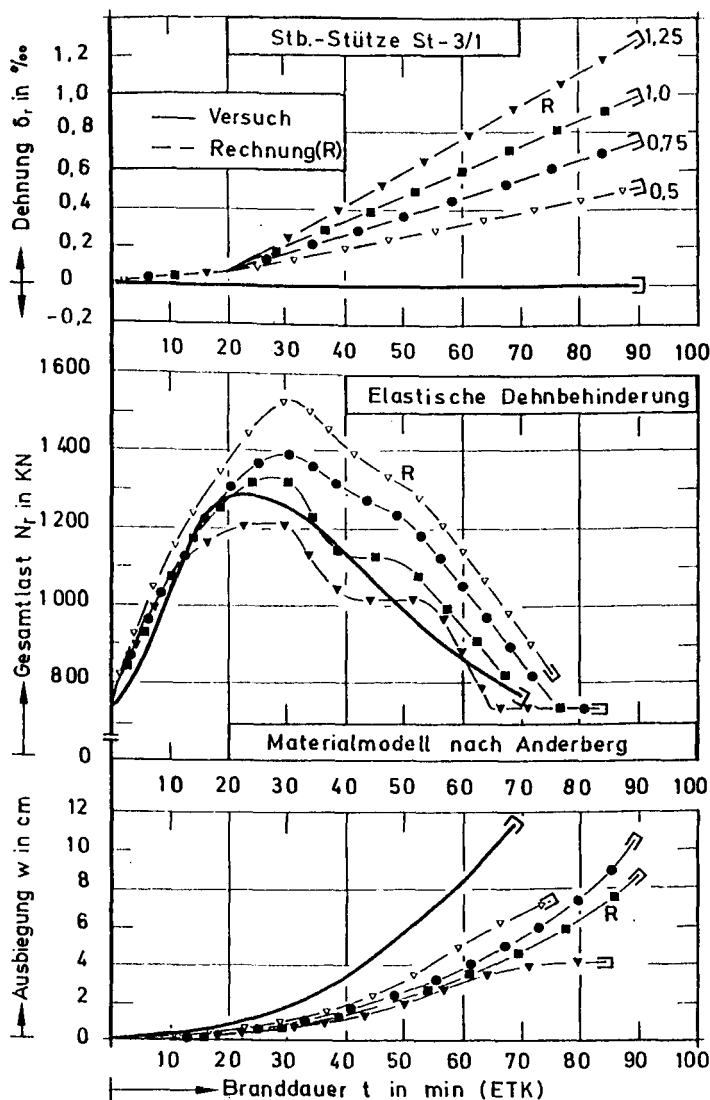


Bild 3.2: Versuchs- und Rechenergebnisse der Stahlbetonstütze für verschiedene Dehnbehinderungsgrade nach [6]

gangskriechen des Materials bei erhöhten Temperaturen im Rechenprogramm näher erfaßt werden, zeigen die erzielten Ergebnisse mit dem Versuch eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung. Dadurch wird auch ein deutlicher Beweis erbracht, daß die Berücksichtigung der Spannungsgeschichte bei der rechnerischen Behandlung der Relaxationsprobleme unerläßlich ist.

Nach Bild 3.2 wird sogar deutlich, daß bei Simulation eines bestimmten Dehnweges eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der Rechnung und der Messung erzielt werden kann.

Im unteren Drittel des Bildes 3.2 sind die gerechneten Ausbiegungen der Stütze bei verschiedenen Graden der Dehnbehinderung zusammen mit den Meßergebnissen während der Branddauer dargestellt. Es wird deutlich, daß zwischen Messung und Rechnung keine so gute Übereinstimmung existiert wie bei den untersuchten Zwängungen der Stütze. Es wird vermutet, daß das im Rechenprogramm benutzte Materialmodell für Stahl das Verhalten dieses Baustoffes bei erhöhter Temperatur nicht wirklichkeitsnah beschreibt. Das Materialmodell vom Stahl wird demnächst so umgestellt, daß auch dort eine Spannungsgeschichte im Brandfall berücksichtigt werden kann [4, 5].

Die zweite Stahlbetonstütze St-3/2 der ersten Versuchsreihe wurde auch mit dem Materialmodell nach Anderberg gerechnet. Dem Bild 2.1 ist zu entnehmen, daß diese Stütze im Versuch mit einer verhältnismäßig großen Ausmitte, $e = 9 \text{ cm}$, belastet war. Die durchgeführten Berechnungen haben für diesen Relaxationsversuch nicht zufriedenstellende Ergebnisse gezeigt wie bei der Stütze St-3/1. Es wurden folgende Beobachtungen bei den Rechenergebnissen gemacht:

- Die axialen Zwangskräfte der Stahlbetonstütze stiegen sehr langsam und blieben dabei unter den gemessenen Versuchswerten.
- Dagegen entwickelten sich die Verformungen erheblich schneller und blieben bei allen simulierten Dehnwegen oberhalb der gemessenen Ausbiegungen der Stütze im Versuch.
- Bei der Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer der Stütze wurde zwischen Messung und Rechnung eine erheblich größere Unstimmigkeit festgestellt, als es in der verhältnismäßig zentrisch belasteten Stütze der Fall war (vgl. St-3/1 in Bild 3.2).

Zu diesen Feststellungen kann folgendes gesagt werden:

Durch Erhöhen der Warmkriechanteile in einem Materialmodell können zwar die Entwicklung der Zwangskräfte bei den Druckgliedern im Brandfall reduzieren, wie das z. B. im Materialmodell von Anderberg geschieht. Ein solcher Vorgang führt zu den zufriedenstellenden Ergebnissen bei der Lösung des Relaxationsproblems nur bei den Fällen, in denen die Stahlbetonstütze verhältnismäßig zentrisch im Versuch belastet wird. Die Nachrechnung von solchen Probekörpern befriedigt, weil dort verhältnismäßig geringere Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung vorliegen. Bei exzentrisch belasteten Druckgliedern mit einer Ausmitte außerhalb des Kernbereichs wird dagegen keine entsprechend wünschenswerte Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung erzielt, weil durch das Erhöhen des Hochtemperaturkriechanteils in den Materialgesetzen in dem dehnbehinderten Bauteil eine vorzeitige Erweichung erzwungen wird. Dies hat zur Folge, daß die Ausbiegungen der Stahlbetonstütze durch die verhältnismäßig große Lastausmitte rechnerisch zu einem schnellen Versagen des Bauteils - in den meisten Fällen als Stabilitätsbruch - führen können.

3.2 Vergleich der Rechenergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen bei Anwendung der beiden Materialmodelle im Rechenprogramm für die Stahlbetonstütze St-3/1 verglichen. Das Bild 3.3 zeigt die Ergebnisse der Berechnungen und stellt sie gleichzeitig den Versuchsergebnissen gegenüber. Um einen Vergleich durchführen zu können, wurde die zentrisch dehnbehinderte Stahlbetonstütze gewählt, weil die vorgestellten Rechenmodelle, wie schon vorhin erwähnt wurde, bei den mittig gedrückten Bauteilen zu den verhältnismäßig zufriedenstellenden Ergebnissen in der Berechnung führen. Im oberen Drittel des Bildes 3.3 sind die erforderlichen elastischen Dehnwege für die beiden Materialmodelle eingezeichnet, um bei den gemessenen und gerechneten Zwangskräften der Stahlbetonstütze eine gute Übereinstimmung erreichen zu können. Der Streubereich auf dem Bild zeigt den Einfluß der Warmkriechanteile in den Materialmodellen bei der Vorgabe der freien Dehnungen in der Berechnung bei Berücksichtigung einer elastischen Dehnbehinderung. Es wird deutlich, daß durch die Erhöhung der Kriechanteile im Materialmodell die erforderlichen freien Dehnwege ungefähr auf die Hälfte des-

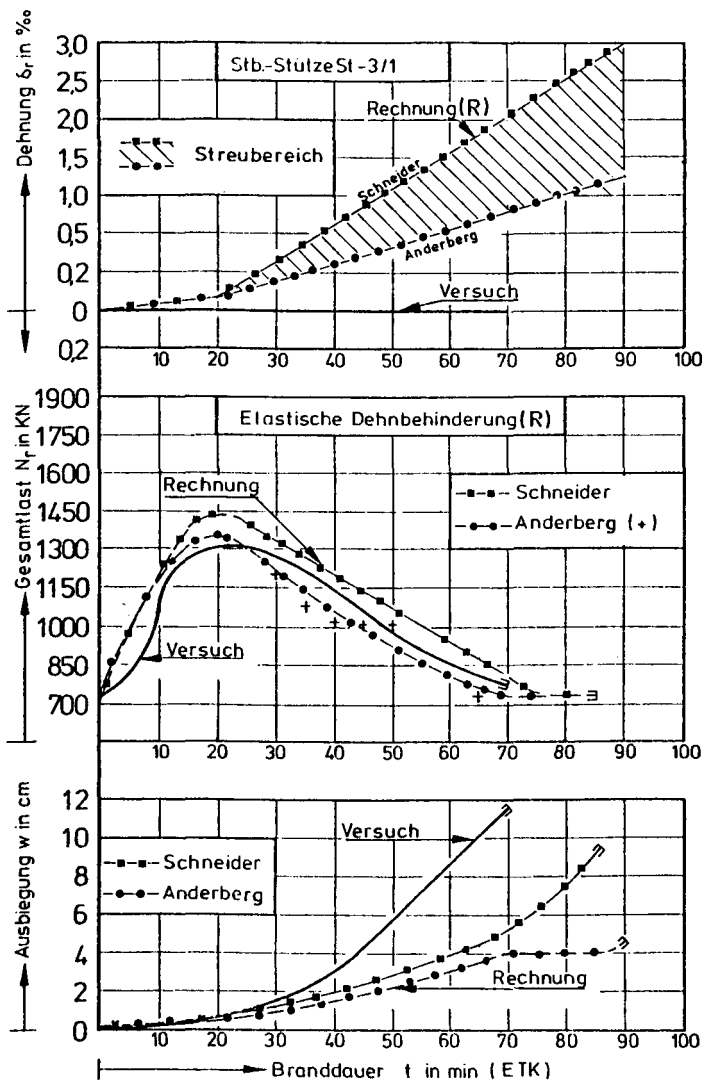


Bild 3.3: Vergleich der Rechenergebnisse der benutzten Materialmodelle

jenigen reduziert werden, die bei Nichtberücksichtigung einer Spannungsgeschichte im Materialmodell erforderlich werden.

Im mittleren Drittel des Bildes 3.3 sind die in der Rechnung den Versuchsergebnissen optimal angenäherten Zwangskräfte eingetragen. Diese Zwangskräfte werden nur dann rechnerisch ermittelt, wenn die im oberen Drittel des Bildes 3.3 eingetragenen Dehnwege bei der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze während der Branddauer entsprechend freigegeben werden. Nur dadurch wird auch eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch bei der rechnerischen Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer der Stahlbetonstütze erzielt.

Im unteren Drittel des Bildes 3.3 wird dagegen deutlich, daß eine solche gute Übereinstimmung zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen nicht existiert. Offensichtlich reichen die errechneten Zwangskräfte nicht aus, um bei der dehnbehinderten Stahlbetonstütze die Lastkrümmungen entsprechend zu erhöhen. Dies hat zur Folge, daß sich die errechneten Ausbiegungen der Stahlbetonstütze im Vergleich zu den Versuchsergebnissen während der Branddauer sehr langsam entwickeln. Durch diese rechnerischen Untersuchungen wird somit deutlich, daß die Einhaltung einer guten Übereinstimmung zwischen dem Versuch und der Rechnung bei der Entwicklung der Zwangskräfte und auch bei der Entwicklung der Querverformung der Stahlstütze gleichzeitig nicht möglich sind. Diese Feststellung bekräftigt noch einmal, daß die Übertragung der aus den kleinen Probekörpern gewonnenen Materialkennwerte auf die großen Probekörper insbesondere für den Brandfall nicht problemlos möglich sein kann.

3.3 Relaxationsverhalten der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstützen im Brandfall

In der laufenden Förderungsperiode wurden auch Relaxationsversuche mit einer bestimmten vorgegebenen freien Dehnung durchgeführt. Die Randbedingungen der durchgeführten Versuche sind in Bild 2.1 in der zweiten Versuchsreihe angegeben. Die thermischen Randbedingungen der untersuchten Stahlbetonstützen sind so vorgenommen worden wie in der ersten Versuchsreihe der Probekörper. Die freien Dehnungen der Stahlbetonstützen wurden im Versuch so gesteuert, daß sie in halber Größe den thermischen

Dehnungen der gleichen Druckglieder nur unter Gebrauchslast und Temperaturbeanspruchung entsprechen. Im Versuch wurde die Stütze B 2-5 mit einer verhältnismäßig großen Ausmitte ($e = 9 \text{ cm}$) dehnbehindert, während die Stütze B 2-6 mit einer verhältnismäßig kleinen Ausmitte ($e = 1,5 \text{ cm}$) belastet wurde.

Das Bild 3.4 zeigt die Versuchsergebnisse für die Stahlbetonstütze B 2-5 und stellt sie den Rechenergebnissen der theoretischen Untersuchungen gegenüber. Im oberen Drittel des Bildes 3.4 ist der im Versuch kontrollierte Dehnweg der Stahlbetonstütze während der Branddauer eingetragen. Die im Versuch simulierte elastische Dehnung der Stütze ist auf dem Bild mit einer durchgezogenen Kurve dargestellt, dagegen ist der in der Rechnung gesteuerte Dehnweg gestrichelt eingetragen. Es wird deutlich, daß der im Versuch kontrollierte Dehnweg und die in der Rechnung gesteuerte elastische Dehnung der Stütze quasi identisch sind. Um diese Übereinstimmung einzuhalten, wurde in der Berechnung eine Iteration in der Art durchgeführt, daß eine bestimmte Zwangskraft über der Stütze berechnet wurde und unter der Beanspruchung dieser Zwängung sich der gleiche Dehnweg ergab, wie er im Versuch simuliert wurde.

Im mittleren Drittel des Bildes 3.4 sind nun die gemessenen und gerechneten Zwangskräfte der untersuchten Stahlbetonstütze dargestellt. Es wird deutlich, daß trotz Vorgabe eines freien Dehnweges im Versuch keine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den gerechneten und den gemessenen Zwangskräften ermittelt werden konnte. Dagegen wird die Feuerwiderstandsdauer der Stütze zutreffend berechnet.

Im unteren Drittel des Bildes 3.4 sind die im Versuch und in der Berechnung ermittelten Ausbiegungen der Stütze während der Branddauer dargestellt. Man kann erkennen, daß bei der Entwicklung der Querverformungen zwischen Versuch und Rechnung nur tendenzmäßig eine Übereinstimmung existiert. Dabei wird in der Berechnung mit höheren Querverformungen gerechnet als im Versuch gemessen worden sind.

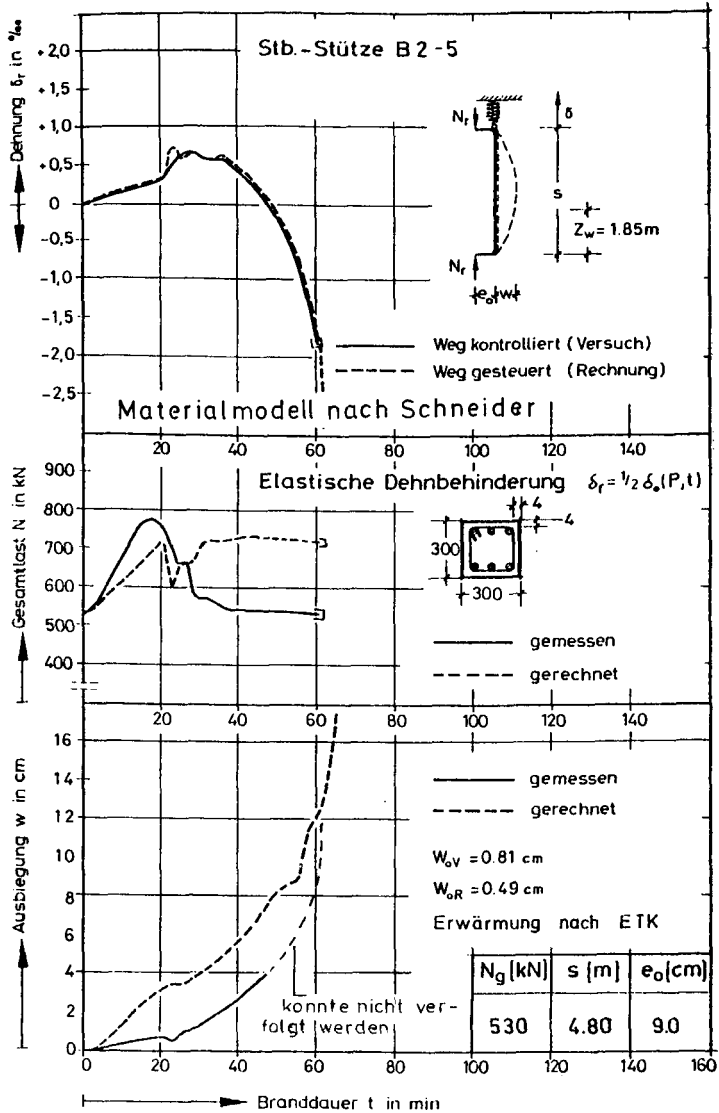


Bild 3.4: Versuchs- und Rechenergebnisse der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze B 2-5

Das Bild 3.5 zeigt die Ergebnisse des Versuchs für die Stütze B 2-6 und stellt sie den Ergebnissen der durchgeführten Berechnungen über die Branddauer gegenüber. In diesem Versuch wurde die Stahlbetonstütze mit einer verhältnismäßig geringen Ausmitte belastet.

Im oberen Drittel des Bildes 3.5 sind die im Versuch kontrollierten und die in der Rechnung gesteuerten Dehnwege der Stahlbetonstütze während der Brandbeanspruchung dargestellt. Es wird deutlich, daß die im Versuch vorgegebenen Dehnwege in der Berechnung quasi identisch simuliert worden sind.

Das mittlere Drittel des Bildes 3.5 zeigt dagegen die im Versuch gemessenen Zwangskräfte und stellt gleichzeitig die gerechneten Zwängungen der Stahlbetonstütze infolge der vorgesehenen elastischen Dehnbehinderung dar. Man kann erkennen, daß zwischen den gemessenen und gerechneten Zwangskräften insbesondere größere Abweichungen nach der 20. Brandminute deutlich werden. Auch die Feuerwiderstandsdauer der Stahlbetonstütze wird rechnerisch fast mit einer 100 %igen Abweichung bestimmt, bedingt durch die in der Berechnung ermittelten höheren Zwängungen.

Das untere Drittel des gleichen Bildes stellt dagegen die gemessenen und gerechneten Verformungen dar. Qualitativ wird eine gute Übereinstimmung nur bis zur 40. Versuchsminute festgestellt.

Es kann schließlich gesagt werden, daß auch bei Vorgabe eines elastischen Dehnweges bei den gezwängten Stahlbetonstützen im Brandfall zwischen Versuch und Rechnung mit dem benutzten Materialmodell keine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden kann. Es muß hier bemerkt werden, daß die elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstützen in diesem Abschnitt nach dem Materialmodell von Schneider analysiert worden sind [2].

3.4 Entwicklung eines Rechenmodells zur Lösung eines Relaxationsproblems

Das Relaxationsverhalten der Stahlbetonstützen im Brandfall wurde bei der elastisch dehnbehinderten Stütze B 2-6 als ein repräsentativer Fall rechnerisch näher untersucht. Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen sind auf dem Bild 3.6 zusammenfassend dargestellt. Auf dem Bild

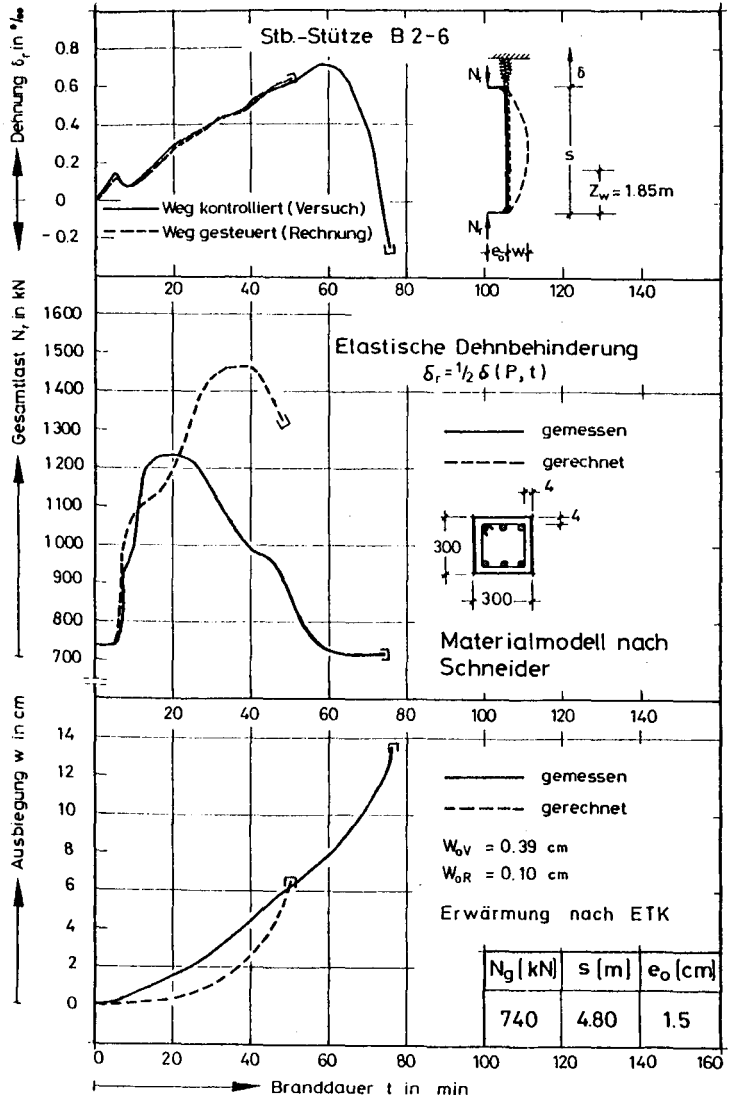


Bild 3.5: Versuchs- und Rechenergebnisse der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze B 2-6

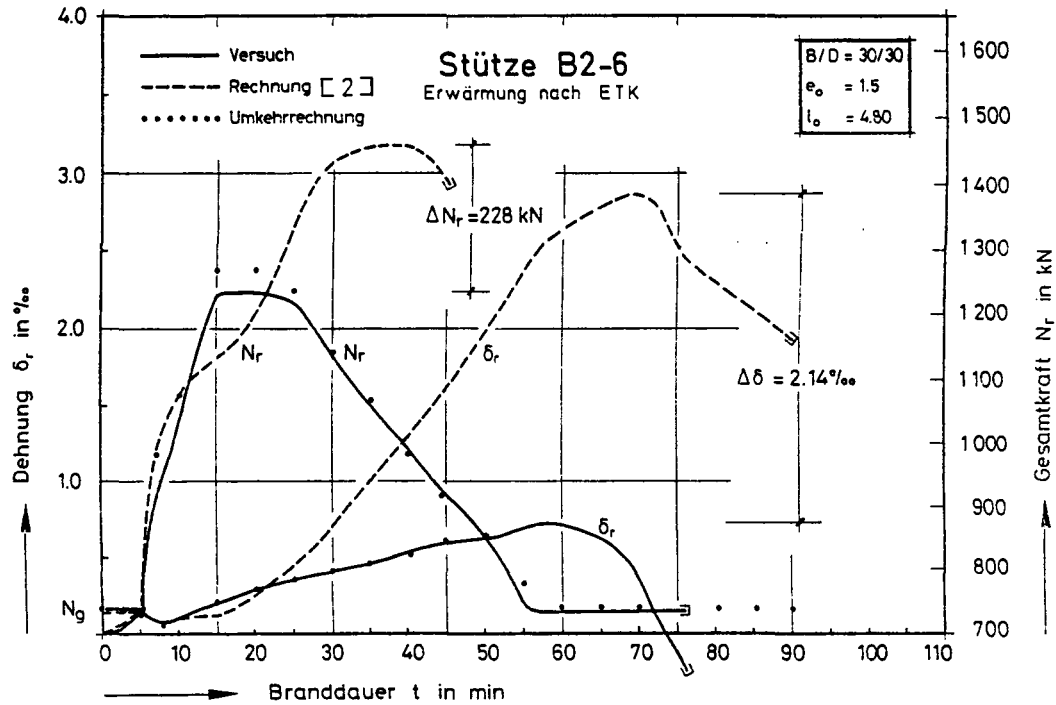


Bild 3.6: Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechenergebnisse der dehnbehinderten Stahlbetonstütze B 2-6

zeigen die durchgezogenen Kurven die gemessenen Werte aus dem Versuch. Die gestrichelt eingetragenen Kurven geben dagegen die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen wieder. Zu den Rechenergebnissen sollen nun einige Erläuterungen gegeben werden:

Die gerechneten Zwängungen, die auf dem Bild für die Branddauer eingetragen sind, resultieren in dieser Form nur dann, wenn der im Versuch vorgesehene Dehnweg δ_x in der Berechnung simuliert wird. Man kann erkennen, daß zwischen den Maximalwerten der Berechnung und denen des Versuchs eine Differenz von 228 kN auftritt. Wenn nun in der Berechnung die gemessene Zwangskraft N_x über der Branddauer simuliert wird, dann zeigt die durchgeführte Berechnung die gestrichelt dargestellte elastische Dehnung der Stütze unter Brandbeanspruchung. Man kann diesmal eine Abweichung von 2,14 % zwischen den Maximalwerten der Berechnung und der Messung feststellen. Um die Leistungsfähigkeit des aufgestellten Rechenprogramms zu überprüfen, wurden gleichzeitig auch Umkehrrechnungen durchgeführt. Diese Umkehrrechnungen wurden in der Art durchgeführt, daß die gerechneten Werte - die auf dem Bild 3.6 gestrichelt dargestellt sind - für die Zwängungsberechnungen benutzt wurden. Beispielsweise wurde die vorgerechnete elastische Dehnung der Stahlbetonstütze δ_x in der Berechnung als freie Dehnung simuliert und danach die Gesamtkraft der Stütze über die Branddauer ermittelt. Diese Rechenergebnisse sind auf dem Bild punktiert dargestellt. Ähnliche Berechnungen wurden auch mit den vorgerechneten Zwängungen durchgeführt, danach die Dehnungen ermittelt. Es wird deutlich, daß die Umkehrrechnungen eine gute Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen Werten darstellen. Somit wird die Richtigkeit des aufgestellten Rechenprogramms überprüft und bestätigt.

Wertet man jetzt die festgestellten Abweichungen aller untersuchten dehnbehinderten Stützen und trägt man sie über die Branddauer ein, so ergibt sich das Bild 3.7. Nach diesem Bild wird beispielsweise nach 60 Minuten Branddauer für die Stahlbetonstütze B 2-6 eine Dehnungsabweichung von nahezu 2 % zwischen der Messung und der Rechnung festgestellt (vgl. auch Bild 3.6). Nach Bild 3.7 wird deutlich, daß die Differenzbeträge von dem Sollwert quasi in einem Bandbereich über der Branddauer liegen. Ordnet man einen Mittelwert für diesen Bandbereich zu, dann können diese Abweichungen mit einer linearen Gesetzmäßigkeit dargestellt werden. Die

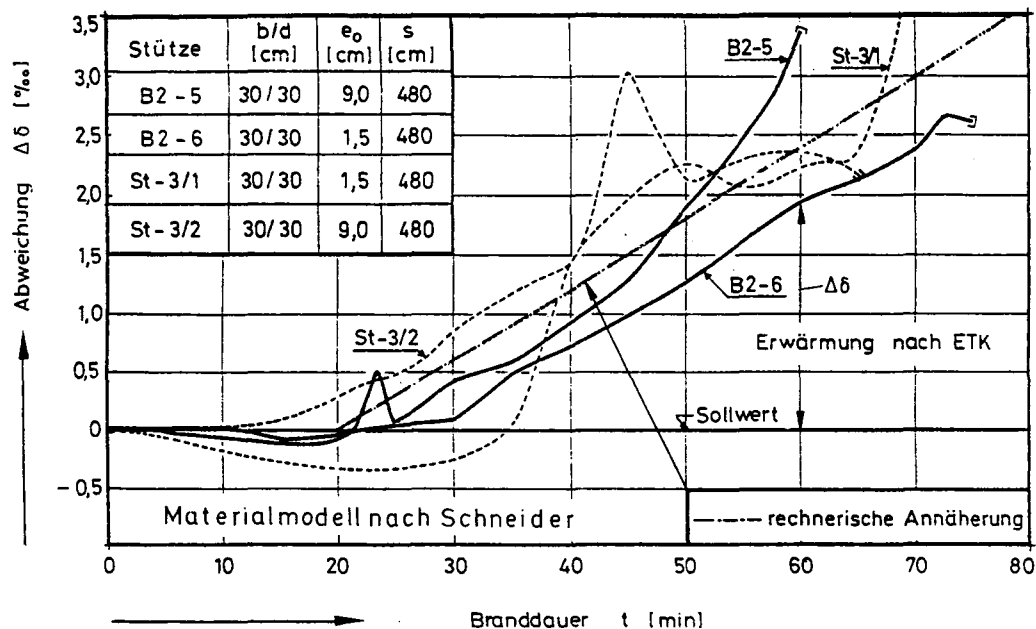


Bild 3.7: Abweichungen der Längsdehnungen zwischen dem Versuch und der Rechnung von dehnbehinderten Stahlbetonstützen

rechnerische Annäherung zu diesem Mittelwert ist auf dem Bild 3.7 strichpunktuiert eingetragen.

Auf dem Bild 3.8 ist nun der ermittelte Mittelwert der Abweichungen über die Branddauer in bilinearer Form zur besseren Übersicht allein dargestellt. Eine funktionale Annäherung für den eingetragenen Mittelwert ist auch auf dem gleichen Bild angegeben. Um eine gute Übereinstimmung in den Berechnungen mit den Versuchsergebnissen der dehnbehinderten Stahlbetonstützen erzielen zu können, muß also in der Computersimulation des Relaxationsproblems eine bestimmte freie Dehnung für den betreffenden Großprobekörper eingestellt werden. Nur dadurch können die Zwängungen mit den im Versuch gemessenen Zwangskräften der Stahlbetonstützen bei einer Dehnbehinderung in gute Übereinstimmung gebracht werden.

Nach Bild 3.8 wird deutlich, daß bis zur 20. Brandminute keine freie Dehnung zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Zwangskräfte in der Stütze erforderlich wird. Erst nach diesem Zeitpunkt steigen die freien Dehnungen linear an und erreichen beispielsweise nach 70 Minuten Branddauer die 3 %-Grenze. Zu diesem physikalischen Vorgang kann folgendes gesagt werden:

Die bilineare Approximation der erforderlichen freien Dehnungen nehmen in dieser Form die gesamten zu entwickelnden Rißbreiten in einem diskreten Bauteilelement längs der Stützenachse an. Danach wird deutlich, daß bis zur 20. Minute der Branddauer keine Risse im Innern des Querschnitts quer zur Stützenachse entstehen. Erst nach diesem Zeitpunkt wird die Zugfestigkeit des Betons durch die inneren Zwängungen des Bauteils überschritten. Dadurch entwickeln sich mit fortschreitender Branddauer zunehmend größere Rißbreiten. Für diese Rißentwicklung ist in erster Linie die instationäre Temperaturbeanspruchung verantwortlich. Aus dem Bild 3.8 geht hervor, daß der Temperaturgradient zusammen mit der Krümmungsebene im bestimmten Bereich des beflamten Querschnitts Zugspannungen im Beton hervorruft. Solche Zugspannungen durchsetzen den betreffenden Querschnittsbereich naturgemäß mit Rissen. Es ist einleuchtend, daß diese Risse bei den dehnbehinderten Druckgliedern im Brandfall kraftlos geschlossen werden können. Um also in einem Bauteil Zwangskräfte zu aktivieren, muß die reine thermische Dehnung des Bauteils im Brandfall um

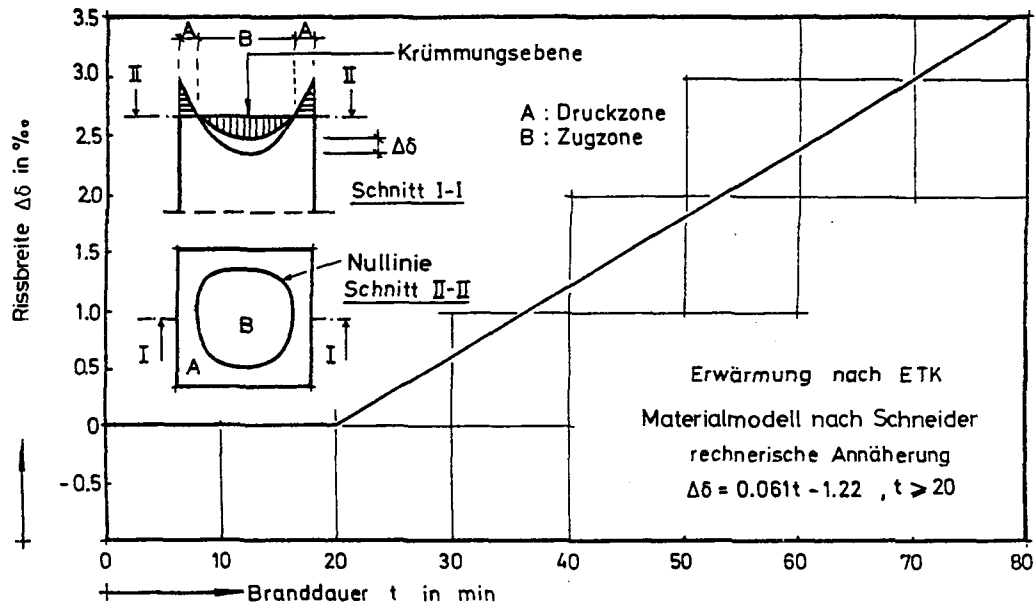


Bild 3.8: Entwicklung der Rissbreiten bei dehnbehinderten Stahlbetonstützen unter Normbrandbeanspruchung

einen bestimmten Weg reduziert werden. Nur der Restweg darf somit bei dem Relaxationsproblem zur Zwangskraftaktivierung berücksichtigt werden. Dadurch wird klar, warum bei den kleinen Probekörpern, die mit einer geringen Erwärmungsgeschwindigkeit aufgeheizt wurden, rechnerisch gute Übereinstimmung mit dem Versuch erzielt wird [1]. Bei kleinen Probekörpern entsteht nur ein geringer Temperaturgradient über dem Querschnitt, was zu einer verhältnismäßig geringen Rißentwicklung der Probekörper führt. Nur diesen Bedingungen der thermischen Dehnung des Betons entspricht auch das benutzte Materialmodell des Baustoffs bei erhöhter Temperatur wirklichkeitsnah. Die Übertragung dieser gemessenen thermischen Dehnung des Betons aus den kleinen Probekörpern auf die Großprobekörper muß also bei der Behandlung des Relaxationsproblems modifiziert werden. In [1] geschah diese Modifikation über die Erwärmungsgeschwindigkeit des diskreten Punktes im Querschnitt. Dort wurde ein irreversibler empirischer Retardationsfaktor entwickelt, wodurch die reine thermische Dehnung des Betons um die zu erwartenden Rißbreiten im Bauteil bei erhöhter Erwärmungsgeschwindigkeit reduziert werden kann. Die Irreversibilität dieses Retardationsfaktors kann im übrigen mit dem thermischen Kaiser-Effekt für den Beton erklärt werden (vgl. Beitrag von Teilprojekt B 3).

Vergleicht man nun den Verlauf des Retardationsfaktors in [1] mit der Rißbreitenentwicklung auf dem Bild 3.8 über der Branddauer, so wird deutlich, daß die beiden Verläufe sich gegeneinander qualitativ reziprok verhalten. Es muß hier jedoch vermerkt werden, daß die auf dem Bild 3.8 angegebene Rißbreitenentwicklung nur für einen bestimmten Querschnitt und unter der Voraussetzung der Erwärmung des Bauteils nach Normbrandbeanspruchung gilt. Das Bild stellt deshalb die Ergebnisse für einen ganz speziellen Fall dar. Um den Gültigkeitsbereich des Bildes 3.8 zu erweitern müssen noch weitere parametrische Untersuchungen durchgeführt werden. Dabei sind die Querschnittsabmessungen und die Aufheizgeschwindigkeiten der Heißgase im Brandraum zu variieren. Diese Untersuchungen sind deshalb nur mit großem Arbeitsaufwand zu bewältigen. Der in [1] angegebene Retardationsfaktor hat dagegen einen allgemeinen Gültigkeitsbereich, da dieser Faktor nur von der Erwärmungsgeschwindigkeit abhängig definiert wird und naturgemäß die Erwärmungsgeschwindigkeit diethermischen und mechanischen Randbedingungen des betreffenden Bauteils beinhaltet.

3.5 Relaxationsverhalten der Stahlbetonstützen bei geringerer Erwärmungsgeschwindigkeit

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der durchgeführten Versuche und der Nachrechnungen nur in Grundsätzen mitgeteilt. Die durchgeführten Versuche sind auf dem Bild 2.1 in der dritten Versuchsreihe angegeben. Aus den Untersuchungen wurden folgende Erkenntnisse gewonnen:

- Bei geringerer Erwärmungsgeschwindigkeit steigen die Zwängungskräfte über die Temperatur erheblich schneller als bei höherer Erwärmungsgeschwindigkeit.
- Bei geringerer Erwärmungsgeschwindigkeit werden Spitzenwerte bei den Zwängungskräften über die Temperatur erreicht, die größer sind als die Spitzenwerte der Gesamtkräfte bei höherer Erwärmungsgeschwindigkeit.
- Die Nachrechnung der dehnbehinderten Stahlbetonstützen bei geringer Erwärmungsgeschwindigkeit zeigt bessere Übereinstimmung mit dem Versuch als in den Fällen mit höherer Erwärmungsgeschwindigkeit.
- Auch die Ergebnisse der Nachrechnungen für die unterschiedlichen Erwärmungsgeschwindigkeiten zeigen die gleichen Tendenzen, die im Absatz 2 für die Versuche festgestellt wurden.
- Die Berücksichtigung der Spannungsgeschichte in den Berechnungen verbessert die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen insbesondere für die Versuche, die mit einer geringeren Erwärmungsgeschwindigkeit durchgeführt worden sind.
- Die Nachrechnung der Versuche, die mit kleinen Probekörpern (30 x 30 x 90 cm) durchgeführt wurden, zeigt verhältnismäßig gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen auch dann, wenn in der Berechnung die Spannungsgeschichte nicht berücksichtigt wird, weil die Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung sowohl im Versuch als auch in der Rechnung nicht wirksam werden.

4. Zusammenfassung und Ausblick

In der laufenden Förderungsperiode wurden zur Lösung des Relaxationsproblems Versuche mit kleinen und großen Probekörpern bei variierender Aufheizgeschwindigkeit durchgeführt. Alle Versuche wurden auch mit rechnerischen Untersuchungen analysiert. In den Berechnungen wurden die Materialmodelle des In- und Auslands benutzt.

Die durchgeführten Untersuchungen haben ergeben, daß das Hauptproblem bei der rechnerischen Beschreibung des Relaxationsverhaltens darin zu suchen ist, daß die aus den kleinen Probekörpern gewonnenen Materialkennwerte nicht ohne weiteres auf die Großprobekörper mit baupraktischen Abmessungen übertragen werden können.⁺⁾

Um eine gute Übereinstimmung zwischen dem Versuch und der Rechnung, insbesondere bei der Bestimmung der axialen Zwangskräfte zu erzielen, genügt es nicht, allein den Hochtemperaturkriechanteil in den Materialgesetzen zu erhöhen. Dieses Vorgehen befriedigt nur bei kleinen Probekörpern und bei Druckgliedern mit verhältnismäßig kleiner Ausmitte der Dehnbehinderung. Bei der rechnerischen Analyse der dehnbehinderten Stahlbetonstützen sind die zu lösenden Probleme vielfältig, weil neben dem Parameter der Zwangskraft auch die Ausbiegungen des Bauteils zufriedenstellend bestimmt werden müssen.

Zur Zeit scheinen zwei Lösungswege für die Behandlung des Relaxationsproblems möglich zu sein. Diese sind

1. die Berücksichtigung eines Rißvolumens im Innern des Bauteilelements, das im Brandfall kraftlos dehnbehindert werden kann, und
2. die Berücksichtigung der Erwärmungsgeschwindigkeit des Bauteils als Endergebnis für die Einflüsse, die bei der Übernahme der Materialkennwerte von kleinen Probekörpern bislang nicht berücksichtigt werden konnten.

Zur Zeit werden Arbeiten fortgesetzt, um dehnbehinderte Bauteile mit den in jüngster Zeit vom Sonderforschungsbereich 148 neu gewonnenen Erkenntnissen über Hochtemperaturverhalten von Festbetonen [3] rechnerisch zu

^{+) Ein neues Materialmodell für Großprobekörper wird z. Z. vom Verfasser experimentell erarbeitet.}

analysieren. Auch auf eine gute Zusammenarbeit mit ausländischen Forschern wird großer Wert gelegt, um dem Relaxationsproblem eine wirklichkeitsnahe Antwort zu geben.

5. Literatur

- [1] Haksever, A.: Relaxationsverhalten von Stahlbetontragwerken im Brandfall. Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1978-1980, A 1 - 5. Technische Universität Braunschweig, 1980.
- [2] Schneider, U.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung. Die Bautechnik, Heft 4, 1977, S. 123 - 132.
- [3] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift Technische Universität Braunschweig, 1977.
- [4] Anderberg, Y.: Behaviour of steel at high temperatures. RILEM-Committee 44- PHT, Febr. 1983
- [5] Anderberg, Y.: Armeringsståls Mekaniska Egenskaper vid höga Temperaturer. Lund Inst. of Technology, Bulletin 61, Lund, 1978.
- [6] Anderberg, Y., et al.: Stress and deformation characteristics of concrete in high temperatures. Lund Institut of Technology, Bulletin 54, Lund, 1976.

**Berücksichtigung der Betonfeuchtigkeit
auf Erwärmungsvorgänge in
Stahl-Verbund-Trägern unter
Brandbeanspruchung**

von

**Dipl.-Ing. Falk Herschelmann
Dipl.-Ing. Karl Rudolph**

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1. Einleitung, Zielsetzung	A 1 - 5 - 2
2. Parameter und Versuche	A 1 - 5 - 3
3. Versuchsergebnisse	A 1 - 5 - 7
4. Berechnung instationärer Temperaturverteilung unter Berücksichtigung des Wassergehalts des Betons	A 1 - 5 - 13
4.1 Allgemeines	A 1 - 5 - 13
4.2 Wärme-physikalische Materialkennwerte	A 1 - 5 - 14
4.3 Berechnungsverfahren	A 1 - 5 - 17
5. Zusammenfassung	A 1 - 5 - 18
6. Literaturverzeichnis	A 1 - 5 - 19

1 Einleitung, Zielsetzung

Zur realistischen Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlverbundbauteilen sind ausreichend differenzierte Informationen zum Erwärmungsverhalten als Grundlage für das Hochtemperatur-Festigkeits- und -Verformungsverhalten von wesentlicher Bedeutung.

Die dann mögliche gezielte Auslegung von Bauteilen für eine geforderte Feuerwiderstandsfähigkeit soll ein Bauteilversagen erst oberhalb einer bestimmten Brandeinwirkung sicherstellen.

In der Vergangenheit wurde wiederholt der Weg beschriftet, das Brandverhalten von Biegebauteilen mit Hilfe von Temperaturfeldern und dem temperaturabhängigen Festigkeitsverhalten insbesondere der zugbeanspruchten Querschnittsanteile vorherzubestimmen. Dieses Vorgehen hat sich in der Praxis des vorbeugenden Brandschutzes bewährt. Die zugehörigen experimentellen Arbeiten zur Erfassung des Erwärmungsvorganges betrafen ein- und zweidimensionale Fälle mit äußerlich gleichartigen Baustoffen. Nicht bekannt war bislang der Einfluß unterschiedlicher Baustoffe entlang der beflamten Oberfläche auf die Querschnittserwärmung, wie z. B. ungeschützter Stahl und Beton bei Stahl-Verbundbauteilen des in Bild 1 dargestellten Querschnittstypes. Im Falle des Stahlverbundträgers erlangt der Feuchtegehalt des Betons eine wesentliche Bedeutung bei der Entwicklung der Temperaturfelder. Das bis auf den Unterflansch einbetonierte I-Profil verhindert bzw. sperrt den Feuchtigkeitstransport zur unbeflammten Oberseite der Stahlverbundkonstruktion. Die so am Ausweichen zur beflamten Oberseite hin verhinderten Feuchtemengen üben einen wesentlichen Einfluß auf das Erwärmungsverhalten und somit auf das Tragverhalten dieser Konstruktionsart aus.

Bei Brandversuchen zur Bestimmung der Querschnittserwärmung

ergibt sich für den Fall eines inhomogenen Stahlverbundträgerquerschnittes wegen einer Vielzahl geometrischer Variationsmöglichkeiten ein erheblicher messtechnischer Aufwand. Es liegen bislang noch keine Arbeiten vor, die diese Erwärmungsvorgänge systematisch untersuchen. Es fehlen besonders Informationen zur Geometrie-Abhängigkeit sowie des Einflusses vom Feuchtigkeitsgehalt.

Aufbauend auf den bisher vorliegenden Temperaturmeßergebnissen und zusätzlich durchgeführten Erwärmungsversuchen sollen die wichtigen Einflüsse geometrischer und baustofflicher Art, einschließlich des Feuchtegehaltes, auf die Temperaturentwicklung von Stahlverbundquerschnitten aufgezeigt werden. Diese empirisch gefundene Abhängigkeit soll in theoretisch-rechnerischen Untersuchungen nachvollzogen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit kann noch keine vollständige Lösung des Problems erbracht werden. Vielmehr sollen anhand eines ausgewählten, praxisbezogenen Querschnitts die Einflüsse dargestellt und rechnerische Ansätze zur Lösung des Problems aufgezeigt werden.

2 Parameter und Versuche

Bei Auswertung der bisherigen Brandversuche an Stahlverbundträgern läßt sich verallgemeinernd feststellen, daß die Temperatur-Zeit-Kurven der Meßpunkte an dem einbetonierten Stahlprofil ähnliche Verläufe wie die Brandraumtemperaturen aufweisen; oberflächennahe Meßstellen stärker als tiefer im Querschnitt liegende. Eine Beharrung einer oberflächennahen Meßstelle auf einem Temperaturniveau ist nicht festzustellen. Auch wird der bekannte Einfluß der Querschnittsgröße sichtbar. Große Querschnitte werden langsamer als kleine aufgeheizt.

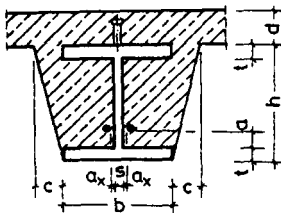
Die Temperatur-Zeit-Kurven von Meßstellen am Profil oberhalb der Stegmitte zeigen im Temperaturbereich zwischen 100 °C bis ca. 150 °C eine stark ausgeprägte Beharrung, die durch die Verdampfung des im Beton enthaltenen Wassers hervorgerufen wird.

Dieses Phänomen führt zu der Annahme, daß die Betonfeuchte in den ausbetonierten Profilkammern, die durch den umgebenden Stahl am Entweichen gehindert wird, die Erwärmung des Stahlverbundquerschnittes deutlich verzögert. Der ungünstige Einfluß der hohen Wärmeleitfähigkeit des Stahlprofils auf die Temperaturverteilung im Querschnitt könnte dadurch zu einem Teil wieder ausgeglichen werden. Anhand dieser Auswertung wird auch die schon bekannte erforderliche Einhaltung gewisser Mindestmaße der äußeren Abmessungen deutlich. So hat sich für balkenartige Stahlbeton-Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F 90 die kleinste Breite b von ca. 15 cm als Begrenzung für notwendig erwiesen. Dieses Mindestmaß scheint auch für Stahlverbundquerschnitte vernünftig.

Faßt man die bisher anwendungsorientierten Untersuchungen zusammen, dann ergeben sich Grenzen in der Querschnittsgröße und -form. Diese Parameter sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Ausgehend von diesen Erkenntnissen sollten nun reproduzierbare Kontrolluntersuchungen an Stahlverbundträgerquerschnitten durchgeführt werden. Am Beispiel eines Stahlverbundträgers HE-A 300 sollte der Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Erwärmungsverhalten sowie deren rechnerische Erfassung beispielhaft dargestellt werden.

Der Versuchskörper wurde aus konstruktiv leicht bewehrtem (Transportbewehrung), quarzithaltigen Normalbeton B 25 mit einem Größtkorn von 16 mm hergestellt.



Grundquerschnitt

Baustoffe:

quarzhaltiger Normalbeton

Baustahl St 37

Bewehrungsstahl BSt 420/500

Bezeichnungen: a_x - Abstand der Zulagen zum Steg des Profils a_y - Abstand der Zulagen zum U-Gurt des Profils c - Betondeckung des O-Gurtes b - Breite des Profils h - Höhe des Profils t - Dicke des Unter- und Obergurtes s - Dicke des Stegs d - Dicke der BetonplatteBild 1

Stahl-Verbund-Querschnitt

Zeile	Parameter	Grenzen (mm)
1	Profilmaße	
1.1	b	$150 < b < 310$
1.2	h	$240 < h < 500$
1.3	t	$7 < t < 40$
1.4	s	$5 < s < 21$
2	Betonüberdeckung	
2.1	c	$0 < c < 150$
3	Plattendicke	
3.1	d	$d \geq 10$
4	Lage der Zulagen	
4.1	a_x	$0 < a_x < b/4$
4.2	a_y	$40 < a_y < h/2$

Tabelle 1

Geometrische Parameter

Um den Einfluß aus dem Wasser-Zement-Wert auf das Porenvolumen und damit auf unterschiedliche Feuchtigkeitsgehalte weitgehendst zu eliminieren, wurde bei der Betonage ein praxisüblicher W/Z-Wert von 0,7 ausgeführt.

Die Betonfeuchtigkeit ist eine wesentliche Einflußgröße auf den thermischen Vorgang im Prüfkörper. Daher wurde auf eine sorgfältige Ermittlung der unmittelbar vor Brandversuch vorhandenen mittleren Betonfeuchtigkeit großer Wert gelegt. Unmittelbar nach dem Ausschalen der Prüfkörper wurden die Prüfkörper an den Stirnseiten mit einer Wachsschicht versehen. Kurz vor Versuchstermin wurden an den Stirnseiten aus allen Querschnittsbereichen kleine Darrproben entnommen.

Der Versuchskörper wurde in einem Brandversuchsstand für Decken mit den lichten Abmessungen

$$L \times B \times H = 3,60 \text{ m} \times 4,00 \text{ m} \times 2,10 \text{ m}$$

derart eingebaut, daß der Trägerunterflansch einen Abstand von etwa 90 cm zur Flammenachse hatte.

Die Beheizung nach der Einheitstemperaturkurve gemäß DIN 4102 durch Ölbrenner mit horizontaler Flammenachse, die quer zur Bauteil-Längsachse verlief, erfolgte unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 52 603. Die Flammen der einander gegenüber angeordneten Brenner hatten eine Länge von etwa 80 - 100 cm. Die Rauchgase wurden durch Abzüge am Boden des Versuchstandes abgesaugt.

Das ausschließlich mit NiCr-Ni-Thermoelementen durchgeführte Temperaturmeßprogramm umfaßte folgende Aufgaben:

Zur Messung der Brandraumtemperaturen wurden sechs Elemente im gleichmäßigen Abstand beiderseits der Stahlverbundträger angeordnet. Die Messungen dienten gleichzeitig zur Steuerung der Einheitstemperaturkurve.

Der Anstieg der Stahltemperaturen wurde in den in Bild 2 gekennzeichneten Punkten gemessen. Die Meßelemente für den

Stahl wurden direkt an das Stahlprofil angeschweißt.

Die Enden der Thermoelemente für die Messung von Betontemperaturen waren als sogenannte Perlen ausgebildet. Zur Befestigung dieser dienten besondere Halterungen in Form von Leitern mit Holmen aus Asbestzementstreifen und Sprossen aus 3 mm dicken und 150 mm langen Gewindestangen. Die Länge der Leitern ergab sich aus der Forderung, die Thermoelemente etwa 10 cm vom Meßquerschnitt parallel zur Prüfkörperlängsachse zu führen, eine kleinstmögliche Störung des Temperaturfeldes im Bereich der Meßstelle zu erreichen und einen Meßfehler durch ein Durchschneiden von Temperaturschichten (Isothermen) auszuschließen. Die Thermoelemente wurden auf die Gewindestangen aufgeklemt. Weiterhin wurde der Fehlstellenbildung im Beton durch die Wahl des Größtkornes von 16 mm und durch gutes, vorsichtiges Verdichten entgegengewirkt.

Das Verhalten des Stahlverbundträgers wurde während der Versuche dauernd kontrolliert; insbesondere wurden Feuchtigkeitsaustritte und Rißbildungen beobachtet und vermerkt.

3 Versuchsergebnisse

Der Temperatur-Zeit-Verlauf im Brandraum entsprach beim Versuch der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102. Geringe Abweichungen von der Sollkurve lagen im zulässigen Bereich. In den Bildern 3 bis 5 sind die gemessenen Temperaturverläufe am Stahlträger, im Beton und an der Oberfläche aufgezeichnet. Als Versuchsbeobachtung wurde z. B. folgendes notiert:

Versuchskörper II HE-A 300

- | | | | |
|-----|---|---|---|
| 21. | | | Rißbildung und Feuchtigkeitsaustritt auf der östlichen Oberseite |
| 29. | " | : | Risse in den Stirnseiten mit Feuchtigkeitsaustritt |
| 31. | " | : | Rißbildung und Feuchtigkeitsaustritt auf der westlichen Oberseite |
| 32. | " | : | Pfützenbildung |
| 54. | " | : | Oberfläche beginnt abzutrocknen |
| 65. | " | : | Dampf tritt in geringem Maße an den Stirnseiten aus |
| 94. | " | : | Oberfläche abgetrocknet |

Die Temperatur-Zeit-Kurven von Meßstellen im Beton und am Profilstahl mit einer Überdeckung bis rund 4 cm zeigen im Temperaturbereich 100 C bis ca. 150 C eine Fortschrittsverzögerung und mit zunehmenden Abstand von der beflamten Oberfläche eine mehr oder weniger starke Beharrung. Ursache hierfür ist das freie oder gebundene Wasser im Beton. Es entzieht der Umgebung durch Verdampfung Wärme. Bestimmt wird die Erwärmungsverzögerung durch die Lage des betreffenden Punktes zur beflamten Oberfläche des Querschnittes. Einfluß auf die Verzögerung haben die zugeleitete Wärmemenge (spezifische Stoffeigenschaften) und die für die Verdampfung zur Verfügung stehende Menge an Wasser. Wie oben bei den Versuchsbeobachtungen beschrieben, sind örtlich starke Wasser- und Wasserdampfaustritte an allen Versuchskörperflächen beobachtet worden. Die Wasserbewegungen finden nicht nur in der Querschnittsebene sondern auch in Bauteillängsachse statt, wobei Störbereiche im Verbund (Spalte), am Steg des Profilträgers und durch Dampfdruck zerstörte Haftbrücken oder zerstörtes Porengefüge die Wege für den Wasserdampf freigeben. Diese versuchstechnisch nicht erfaßbaren Vorgänge verändern den Feuchtigkeitsgehalt örtlich im Verlaufe des Versuches sehr unterschiedlich.

Die in den ausbetonierten Profilkammern eingeschlossenen Wassermengen verzögern jedoch die Erwärmung des Betons. Das kommt durch den Unterschied der Meßwerte am Steg und solchen in 4 bis 6 cm Entfernung vom Steg deutlich zum Ausdruck.

Die Temperatur in diesem Bereich ist verhältnismäßig niedrig; an dieser Stelle wäre bei den Querschnittsabmessungen des Beispiels eine Anordnung von brandschutztechnischer Bewehrung sinnvoll.

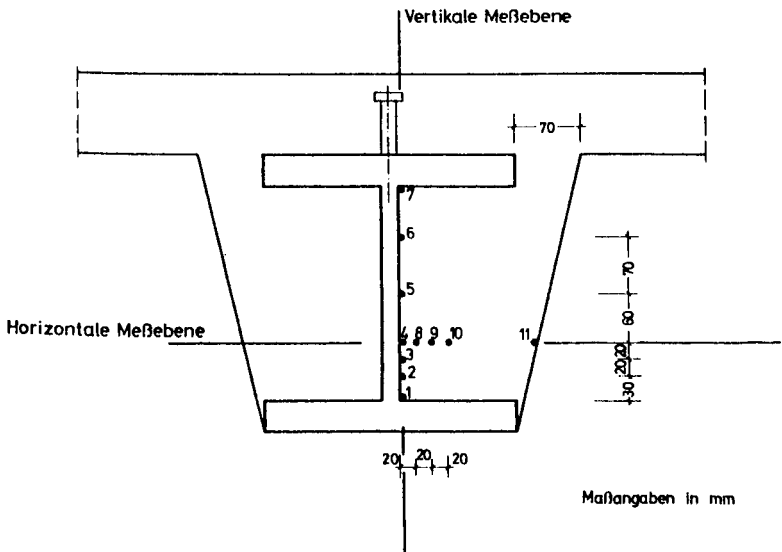


Bild 2 Darstellung der Mess- und Rechenebenen

Bild 3: Temperaturen HE-A 300 / Versuch und Rechnung
Vertikale Messebene

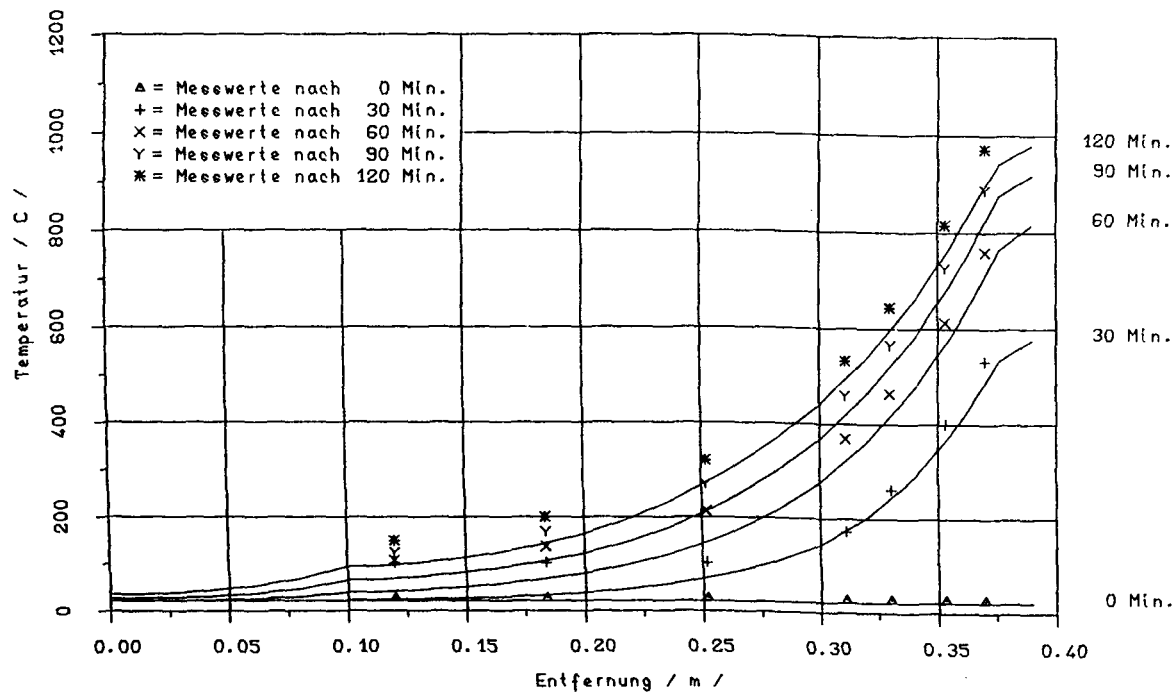


Bild 4: Temperaturen HE-A 300 / Versuch und Rechnung
Horizontale Messebene

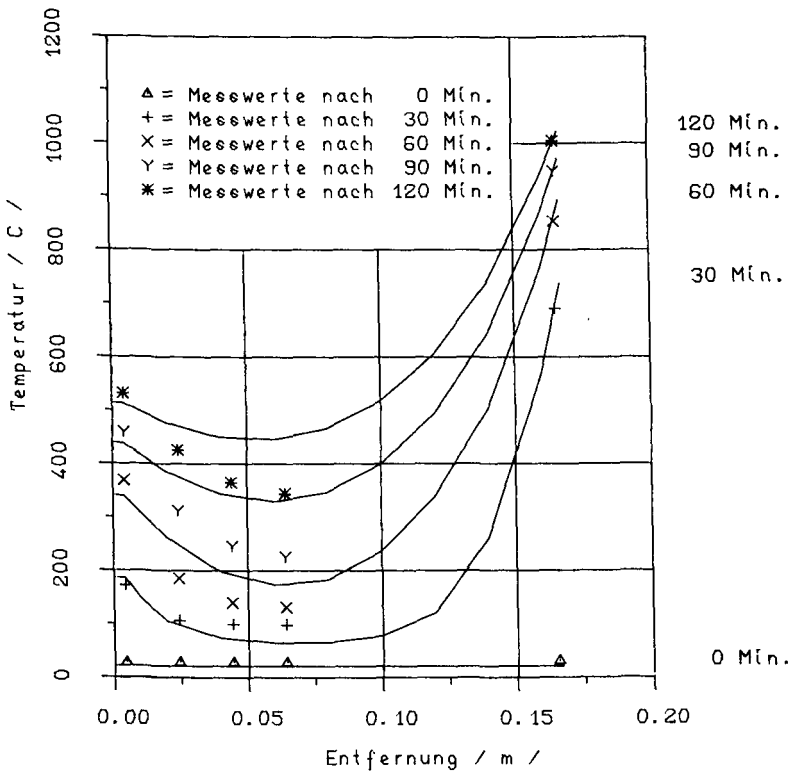
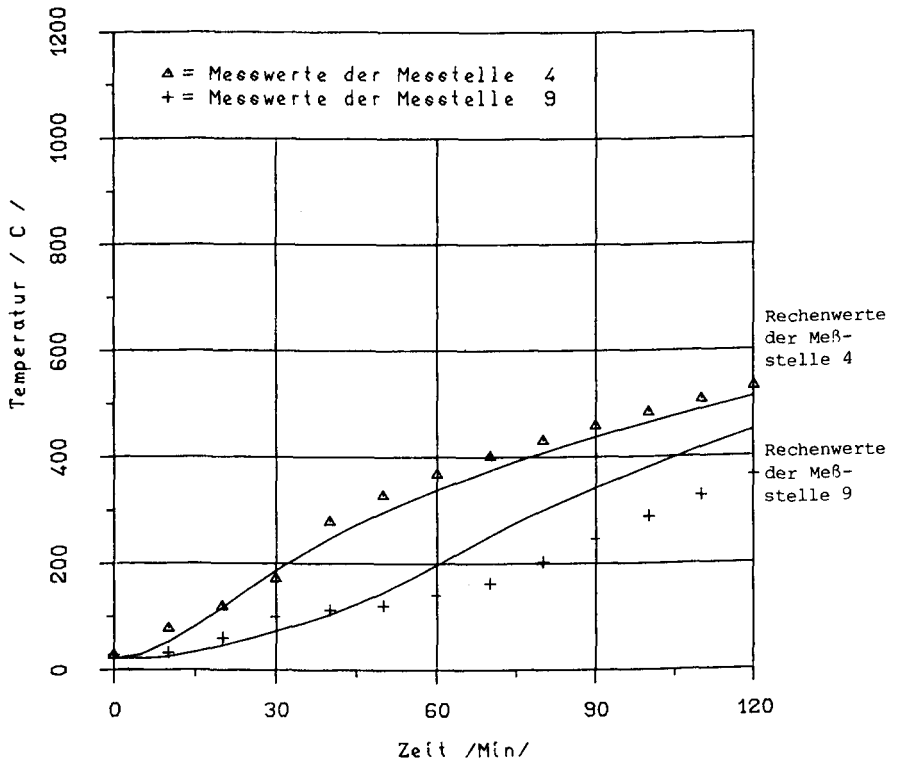


Bild 5: Temperaturen HE-A 300 / Versuch und Rechnung

4 Berechnung instationärer Temperaturverteilung unter Berücksichtigung des Wassergehaltes des Betons

4.1 Allgemeines

In Stahl-Verbund-Konstruktionen, die einem Brand ausgesetzt sind, wird die Temperaturverteilung im wesentlichen von den untereinander abhängigen Wärme- und Feuchtetransportvorgängen beeinflusst. Die dabei relativ komplexen Zusammenhänge zwischen der Feuchteverteilung, dem Feuchtetransport und der Dampfdruckverteilung in den mit Poren durchsetzten Betongefüge könnten aus thermodynamischer Sicht mit Hilfe analoger DGL berechnet werden. Um jedoch ein zur Verfügung stehendes Berechnungsverfahren zu nutzen, müssen gegenüber einer "genauen" Berechnung einige Vereinfachungen eingeführt werden:

- die Berechnung der Temperaturen basiert auf der Lösung der "FOURIER'SCHEN DGL der Wärmeleitung" für isotropes und homogenes Material.
- der kapillare Wärmetransport bleibt unberücksichtigt
- die angenommene Wassermenge verdampft sobald die Siedetemperatur erreicht ist
- der Wasserdampftransport hat keinen Einfluß auf den Wärmestrom
- die Betonfeuchte wird durch eine geeignete Veränderung der wärmephysikalischen Materialkennwerte des Betons berücksichtigt
- die mathematische Beschreibung des Wärmeübergangs berücksichtigt den Konvektions- und Strahlungsanteil

4.2 Wärme-Physikalische Materialkennwerte

Die Bilder 6 und 7 zeigen die Rechenfunktionen der verschiedenen wärmephysikalischen Materialkennwerte in Abhängigkeit der Temperatur für quarzitisches Beton und Baustahl.

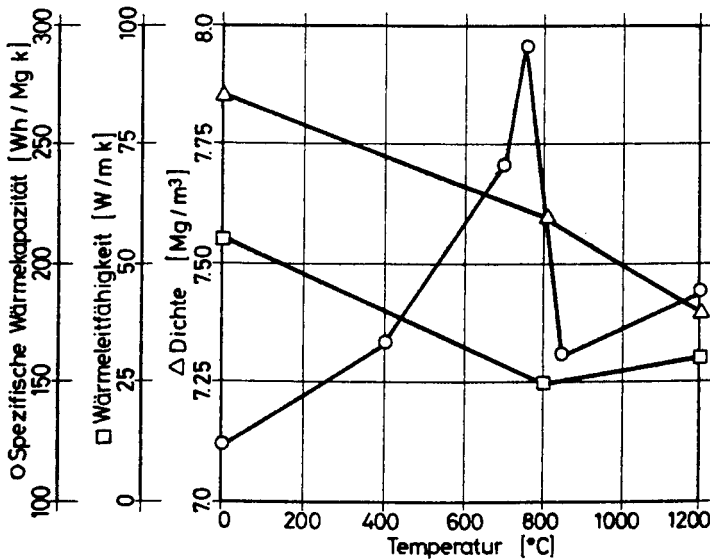


Bild 6 Wärmephysikalische Rechenwerte des Stahls

Unter Vernachlässigung des Einflusses der Betonfeuchte auf Dichte und Wärmeleitfähigkeit wird dieser allein als temperaturabhängiges Rechengesetz der spezifischen Wärmekapazität zugeordnet. Die partielle Ableitung der spezifischen Enthalpie ($h(T)$) nach der Temperatur entspricht der spezifischen Wärmekapazität :

$$c_p(T) = \frac{\partial h(T)}{\partial T} \quad (4.2.1)$$

Dabei kann die spezifische Enthalpie als Addition der thermodynamischen Potentiale des trockenen Betons mit dem des anteiligen Wassers angenommen werden.

$$h(T) = h^B(T) + u \cdot h^W(T) \quad (4.2.2)$$

Nach Bild 8a wird die Betonfeuchte (u) als bilineare Funktion der weiteren Betrachtung zugrunde gelegt, wobei im Bereich T_1 bis T_2 der Feuchteanteil konstant verläuft und anschließend bis T_3 linear abnimmt. Der Betrag der Temperatur T_3 ist im allgemeinen von den Konstruktionsabmessungen und der Verteilung und Größe des Porenvolumens des Betons abhängig. Für die spezifische Enthalpie des physikalisch gebundenen Wassers gelten demnach folgende Beziehungen :

$$h^W(T) = c^W \cdot T \quad T_1 < T < T_2 \quad (4.2.3.a)$$

$$h^W(T_3) = h^W(T_2) + \frac{1}{2} c^W (T_3 - T_2) + a^W \quad (4.2.3.b)$$

$$h^W(T) = h^W(T_3) \quad T_3 < T \quad (4.2.3.c)$$

mit a^W als Verdampfungsenthalpie und c^W als einer mittleren konstanten spezifischen Wärmekapazität des Wassers. Unter Maßgabe eines linear-quadratischen Verlaufs der Enthalpie des Wassers läßt sich gemäß Gl. (4.2.1) und (4.2.2) die spezifische Wärmekapazität bestimmen (siehe Bild 8). Die so gewonnenen Ergebnisse sind denen des trockenen Betons hinzuzufügen und sind in Bild 7 für einen 5% feuchten Beton dargestellt.

Mit Hilfe dieser Ansätze lassen sich die globalen Feuchtigkeitseinflüsse bezüglich einer Temperaturermittlung von Stahl-Verbund-Querschnitten relativ gut nachrechnen.

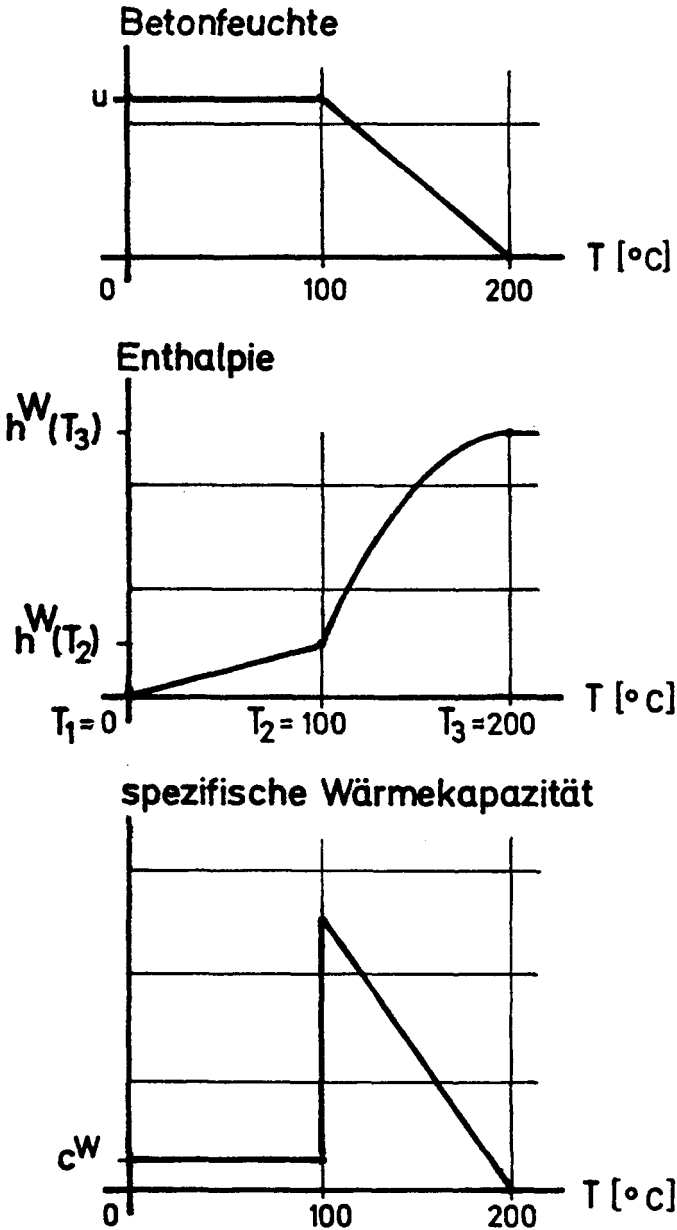


Bild 8: Allgemeiner Ansatz zur Berücksichtigung des Feuchtigkeitsgehaltes

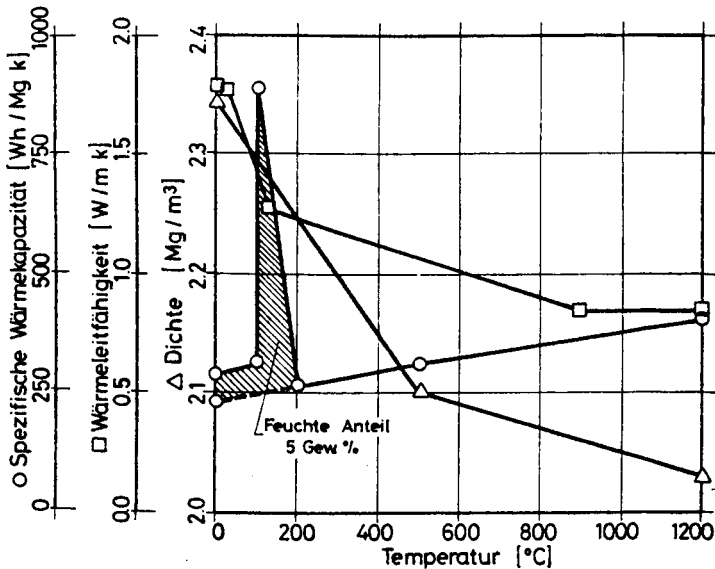


Bild 7 Wärmephysikalische Rechenwerte für Normalbeton

4.3 Berechnungsverfahren

Das Rechen-Programm zur Ermittlung instationärer Temperaturfelder beschränkt sich auf die numerische Lösung der Fourier'schen DGL für den zweidimensionalen Fall :

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{c_p \rho} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) \quad (4.3.1)$$

Die Randbedingungen werden durch einen die Konvektion und Strahlung berücksichtigenden Ansatz erfaßt :

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \alpha (T_f - T_g) + \sigma \varepsilon \left(\left(\frac{T_{fa}}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_{sa}}{100} \right)^4 \right) \quad (4.3.2)$$

wobei α der Wärmeübergangskoeffizient infolge Konvektion, σ die Steffan-Boltzmann Konstante, ϵ das Strahlungsverhältnis T_f die Heißgastemperatur bzw. T_{fa} die absolute Heißgastemperatur und analog T_s respektive T_{sa} die Oberflächentemperatur darstellt. Für den vorliegenden Querschnitt wurden für $\alpha = 15 \text{ W/m K}$ und $\epsilon = 0.8$ angesetzt. Anhand einer Wärmebilanzrechnung lassen sich vorgenannte Gleichungen (4.3.1) und (4.3.2) zu folgender Gleichung in Matrixschreibweise zusammenfassen :

$$\underline{C} \underline{T} + \underline{K} \underline{\dot{T}} = \underline{Q} \quad (4.3.3)$$

Mit \underline{C} als Wärmekapazitätsmatrix, \underline{K} als Wärmeleitfähigkeitsmatrix, \underline{Q} als externe Wärmeflußvektor und \underline{T} bzw. $\underline{\dot{T}}$ als Temperaturvektor bzw. seiner Ableitung lassen sich instationäre Temperaturverteilungen genügend genau berechnen.

Die in den Bildern 3,4 und 5 eingezeichneten Rechenergebnisse zeigen für die Stahl- und Betonoberflächentemperaturen sehr gute Übereinstimmung. Die Temperaturdifferenzen zwischen den gerechneten und gemessenen Werten der ausbetonierten Betonkammern sind durch den vereinfachten theoretischen Ansatz der tatsächlich sehr komplizierten Vorgänge zu erklären. Durch eine aufwendigere geometrische und physikalische Diskretisierung könnten diese Differenzen verkleinert werden.

5 Zusammenfassung

Ausgehend von den während der Versuche gemachten Beobachtungen und Messungen ist durch theoretische Ansätze zur Berechnung der instationären Temperaturverteilung das Ziel angestrebt worden, die tatsächlichen Phänomene vereinfachend nachzuvollziehen. Diese komplexen thermodynamischen Transportvorgänge des Wassers und der Wärme wurden in den wärmephysikalischen Materialkennwerten des Betons berücksich-

tigt. Die Betonfeuchte ist bei der Temperaturermittlung in Stahl-Verbund-Querschnitten unbedingt zu erfassen, weil der Stahlträger das Entweichen des Wasserdampfes behindert und dadurch einen entscheidenden Einfluß auf die Temperaturverteilung ausübt. Durch den dem Brandraum direkt ausgesetzten unteren Flansch des Trägers wird über den Steg in erhöhtem Maße Wärme zugeführt. Gleichzeitig entzieht der entstehende Wasserdampf dem Stahlprofil einen Anteil an Wärme und behindert dadurch den Wärmestrom in den umgebenden Beton. Durch diese "Isolations"-Wirkung steigen die Temperaturen im Träger an. Die Temperaturentwicklung im Beton wird dadurch verzögert. Eine entsprechende Zulagebewehrung kann somit länger und statisch höher ausgenutzt werden. Es wurde gezeigt, daß eine vereinfachte rechnerische Ermittlung der Temperaturen derartiger Konstruktionen unter Zugrundelegung der theoretischen Ansätze möglich ist.

6 Literaturverzeichnis

- /1/ Herschelmann, F.: Untersuchungen über konstruktive Maßnahmen, die die Feuerwiderstandsdauer von Stahlverbundträgern verbessern. Unveröffentlichter Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1982, durchgeführt im Auftrage des Bundesministers für Raumordnung und Städtebau, Bonn-Bad Godesberg, (Az.: B I 7 - 81 07 05-278).

- /2/ DIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen. Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, April 1981.

- /3/ Roik, K., Bode, H., Haensel, J.: Erläuterungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern; Anwendungsbeispiele, Technisch wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr. 75 - 11, September 1973.
- /4/ Kordina, K., und Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981.
- /5/ Kordina, K., Klingsch, W., Herschelmann, F.: Zur Frage des Brandverhaltens von Stahlverbundkonstruktionen
- /6/ Anderberg, Y.: Fire-Exposed hyperstatic concrete structures - An experimentel and theoretical study LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY - LUND - SWEDEN REPORT NO. 76-55
- /7/ Schneider, U. und Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton von 20°C bis zum Schmelzen BETONWERK + FERTIGTEIL-TECHNIK, HEFT 3+4/81
- /8/ Richter, F.: Die wichtigsten physikalischen Eigenschaften von 52 Eisenwerkstoffen STAHLISEN - SONDERBERICHTE Heft 8
- /9/ Wickström, U.: TASEF-2 - A Computer Programm for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY - LUND - SWEDEN REPORT NO. 79-2
- /10/ Becker, et al.: FIRES-T, A computer programm for the fire response of structures - termal. Report No. UCB FRG 74-1, Berkeley, January 1974.

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere
Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton

Beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Herschelmann
Dipl.-Ing. Kiel
Prof. Dr.-Ing. Kordina
Dipl.-Ing. Krampf
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Wehling
Dipl.-Ing. Wesche
Dipl.-Ing. Wiese

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Bezug: Förderungsanträge 1974, S. 51 - 65
1977, S. 65 - 89
1980, S. 1 - 20
1983, S. 67 - 81 und 89 - 100

Der vorbeugende bauliche Brandschutz nach DIN 4102 geht bisher weitgehend von der Betrachtung von Einzelbauteilen aus und läßt die wechselseitige Einwirkung benachbarter Bauteile aufeinander im Regelfalle außer acht. Durch die Erwärmung infolge Brandbeanspruchung treten aber Dehnungen und Verdrehungen des Bauteils auf, die nur in den seltensten Fällen unbehindert sind. Vielmehr ist mit dem Einfluß der Nachbarbauteile fast immer eine Verformungsbehinderung gegeben, die das Brandverhalten erheblich verändern kann.

Ziel der Arbeiten im Teilprojekt A 2 ist es, auf zwei Wegen, dem theoretisch-rechnerischen und dem experimentellen, die sich gegenseitig anregen und beeinflussen sollen, das Verhalten von Deckenkonstruktionen, die monolithisch in ein Bauwerk eingegliedert sind oder doch durch umgebende Bauteile an ihrer Verformung gehindert werden, unter Brandbeanspruchung zu studieren.

Für die experimentellen Untersuchungen steht seit 1980 eine Großversuchsanlage zur Verfügung, in der flächenartige Bauteile praxisnaher Größe unter vertikalen Gebrauchslasten und horizontalen Zwängungen, die nach rechnerischer Ermittlung vorgegeben und mittels hydraulischer Pressensysteme simuliert werden, Brandversuchen unterzogen werden. Eine im Teilprojekt A 2 entstandene Arbeit (Dissertation Walter) über den inneren Zwang in partiell brandbeanspruchten Stahlbetondecken, welche dafür ein Scheibenmodell benutzt, wird dazu herangezogen, den zeitabhängigen horizontalen Dehnweg des Prüfkörpers für die jeweils zu untersuchende Konstellation vorauszubestimmen.

Die Versuchsreihen wurden so angelegt, daß sie für sich allein stehend aussagekräftige, verallgemeinernd interpretierbare Ergebnisse liefern. Vor allem jedoch dienen sie dazu, die theoretisch-rechnerischen Arbeiten zu stützen; dementsprechend werden die zu variierenden Parameter ausgewählt.

Im vorliegenden Berichtsband wurde auf eine Darstellung der Ergebnisse der durchgeführten Versuche hinsichtlich des Gesamtverhaltens der Platten bis zum Versagen verzichtet. Eine solche Dokumentatation mit der zugehörigen Auswertung, dem Aufzeigen von Gesetzmäßigkeiten und Ziehen von Schlußfolgerungen soll dem Endbericht des Teilprojekts vorbehalten bleiben. Hier wird vielmehr anhand von Beispielen gezeigt, wie versucht wird, im Experiment ganz spezielle Probleme der rechnerischen Ermittlungen lösen zu helfen (Bericht A 2-1).

Der Bericht A 2-2 vermittelt einen Einblick in die trotz langjähriger Versuchserfahrungen fortgesetzten Bemühungen, durch neue oder verbesserte Methoden bestimmte Phänomene messend zu verfolgen.

Die zutreffende theoretische Beschreibung und numerische Lösung des Problems der Stahlbetonplatte beliebiger Lagerung unter Brandeinwirkung ist einer der Arbeitsschwerpunkte des Teilprojekts A 2. Beim derzeitigen Stand dieser Untersuchungen ist es nur möglich, die gewählte Lösungsmethode - ein Finite-Elements-Programm mit waagerechter Schichtung des Plattenquerschnitts - vorzustellen und erste Rechenergebnisse zu zeigen, die den eingeschlagenen Weg bestätigen. Das geschieht im Beitrag A 2-3.

Im Zusammenhang mit einem von dritter Seite finanzierten Experimentalprogramm wurde im Teilprojekt A 2 ein Rechenprogramm entwickelt, um das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung zu studieren. Das Brandverhalten von Platten dieser Bauart war bisher weitgehend unbekannt und gab zu - wie sich zeigte berechtigten - Befürchtungen Anlaß. Dieses praxisrelevante Thema wird im Bericht A 2-4 angesprochen.

Mit einem weiteren Thema, das für die Praxis unmittelbare Bedeutung hat, befaßt sich der Bericht A 2-5. Er führt in eine Dissertation ein, die z.Z. entsteht und das Brandverhalten von Stahlbetondecken untersucht, die zwar - wie das häufig geschieht - als einachsige gespannte Plattenstreifen berechnet wurden, aber durch die konstruktiven Gegebenheiten des Bauwerks ein deutlich anderes, i.a. besseres Trag- und Verformungsverhalten zeigen, womit die Feuerwiderstandsdauer maßgebend beeinflusst wird. Für diese Arbeit wurde die Bruchlinien-(Fließgelenk-)Theorie herangezogen.

In Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt A 1 wurde ein theoretisches Modell zur Beschreibung des Verhaltens von Bauwerkaustritten bei partieller Brandbeanspruchung entwickelt. Es handelt sich um ein umfangreiches Rechenprogramm für einen mehrfeldrigen Stockwerkrahmen (Stabwerk), dessen Interaktion mit den Geschoßdecken (Flächentragwerk) zutreffend zu erfassen, ein weiteres zentrales Anliegen des Teilprojekts A 2 ist. Über dieses Modell wurde bereits im Arbeitsbericht 1978-80 berichtet, und die numerischen Arbeiten wurden im Berichtszeitraum 1981-83 fortgesetzt. Der jetzt erreichte Entwicklungsstand ließ es nicht ratsam erscheinen, erneut detailliert darüber zu berichten. Eine ausführliche Darstellung des beschrittenen Lösungsweges und der erzielten Ergebnisse ist für den Schlußbericht vorgesehen.

Versuche zum
Trag- und Verformungsverhalten
brandbeanspruchter Stahlbetonplatten

von

Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung.....	3
2 Versuchsdurchführung.....	3
2.1 Versuchskörper.....	3
2.2 Plattenlast und Scheibenlast.....	4
2.3 Meßwerterfassung, Aufzeichnung und Verarbeitung.....	5
3 Versuchsergebnisse.....	7
3.1 Versuchsparameter.....	7
3.2 Temperaturmessung.....	8
3.3 Lagerweg und Zwangskraftverlauf.....	9
3.4 Durchbiegung.....	11
3.5 Dehnungsverteilung.....	12
3.6 Rißbild.....	14
4 Schlußfolgerung.....	15

1 Einleitung

Das Teilprojekt A2 im Sonderforschungsbereich 148 befaßt sich mit der experimentellen und rechnerischen Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens von brandbeanspruchten Stahlbetonplatten. Insbesondere interessiert uns das Verhalten dieser Körper bei partieller Beflammung. Zur Durchführung der experimentellen Untersuchung wurde ein spezieller Versuchsstand gebaut, der es gestattet mit Hilfe von kraft- oder weggeregelten Pressen die Interaktion zwischen den kalten und den brandbeanspruchten Plattenbereichen wirklichkeitsnah nachzuvollziehen. Die Konstruktion und Wirkungsweise dieses Versuchsstandes ist in /1/ ausführlich beschrieben worden.

2 Versuchsdurchführung

2.1 Versuchskörper

Die hier beschriebenen Versuchskörper sind Stahlbetonquadratplatten mit $l_x = l_y = 4.75 \text{ m}$ und Gesamtabmessungen von $4.92 \text{ m} * 4.92 \text{ m}$. Die Dicke beträgt 15 cm .

Im Feld wird die Platte mit einer orthogonalen Netzbewehrung aus handelsüblichem Betonstahl der Güte 500/550 bewehrt. Die Betondeckung beträgt planmäßig 1 cm . Außerdem wird zur Aufnahme der Drillmomente in den Ecken eine obere orthogonale Netzbewehrung gem. /2/ Abschn. 20.1.6.4 angeordnet. Zur Aufnahme der horizontalen Zwängungskräfte war es erforderlich eine Voute von 15 cm vorzusehen. Sie ist mit Steckbügeln und Längsstäben konstruktiv bewehrt und im Bereich der Pressenauflager durch ein U 300 verstärkt.

Auf Grund der hier nur in Frage kommenden Einzelfertigung der Prüfkör-

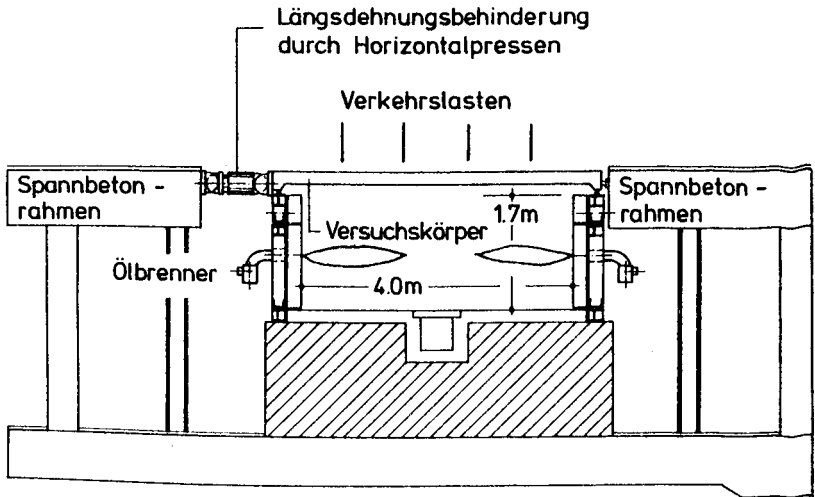


BILD 1: Schnitt durch den Versuchsstand für flächenartige Bauteile

per, schwankt die erzielte Betongüte relativ stark. Die Würfelfestigkeit liegt bei Normlagerung nach 28 Tagen zwischen 40 und 55 MPa. Bei der Ermittlung der erforderlichen Vertikallast wird dem selbstverständlich Rechnung getragen.

2.2 Plattenlast und Scheibenlast

Die Vertikallast (Plattenlast) wird gemäß /2/ als rechnerische Gebrauchslast ermittelt und mit Hilfe von 4 Pressen in 16 Punkten eingeleitet. Damit ergibt sich eine quasi gleichmäßig verteilte Flächenlast, die je nach den Abmessungen des Versuchskörpers, der Bewehrung und der vorhandenen Betongüte zwischen 10 und 15 kN/qm liegt.

Die Bestimmung der vorzugebenden Lagerverschiebung erfordert zunächst eine genaue Kenntnis der Lagerverschiebung, die sich ohne Dehnbehinderung einstellen würde. Sie ist eine Funktion der Geometrie, der thermischen Dehnung, der thermischen Verkrümmung und der lastbedingten

Verkrümmung. Je nach der Größe und der Steifigkeit der gedachten umgebenden kalten Plattenbereiche wird nun nur ein bestimmter Bruchteil der unbehinderten Lagerverschiebung zugelassen. Die damit verbundene Dehnbehinderung ruft in der Platte Normalkräfte (Scheibenlast) und Momente hervor. Der Grad der Dehnbehinderung, d.h. der zeitliche Verlauf der zugelassenen Lagerverschiebung, wird nach rechnerischer Ermittlung gemäß /3/ den Versuchen vorgegeben.

Die zur Vorgabe der Lagerverschiebung verwendeten Pressen sind wegge-regelt und erlauben eine externe Sollwertvorgabe. Der Sollwert wird von einem Prozeßrechner in Abhängigkeit von der Zeit generiert. Die verwendete Steuerkurve muß zu diesem Zweck in bis zu 20 Stützpunkten definiert werden, die dann automatisch durch kubische Splineinterpolation glatt miteinander verbunden werden.

Außerdem achtet der Rechner darauf, daß die Pressenkraft einen bestimmten Minimalwert (die Haltekraft) nicht unterschreitet. Die Pressen werden nämlich nicht zugfest mit dem Prüfkörper verbunden, um eine Beschädigung der Pressen bei plötzlichem Versagen unter allen Umständen ausschließen zu können. Somit erfolgt die Lagesicherung der Pressen während des Brandversuchs nur mit Hilfe von Reibung. In der Verantwortung des Prozeßrechners liegt es nun, daß die hierfür mindestens erforderliche Kraft jederzeit vorhanden ist.

2.3 Meßwerterfassung, Aufzeichnung und Verarbeitung

Normalerweise werden bei einem Brandversuch die Brandraumtemperatur, die Bauteiltemperatur und die Durchbiegung gemessen. Die Brandraumtemperatur wird auf einem 12-Kanal Punktdrucker aufgezeichnet und nachgeregelt, falls sie von der vorgegebenen Temperatur abweicht. In bisher zwei Fällen wurde neben den bereits genannten Größen Dehnungen im Inneren des Prüfkörpers gemessen.

Die verwendeten Sensoren sind NiCr-Ni Elemente für die Temperaturmessung, Drehpotentiometer mit Seilrolle für 400 mm maximalen Weg für die Durchbiegungsmessung und Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen für die

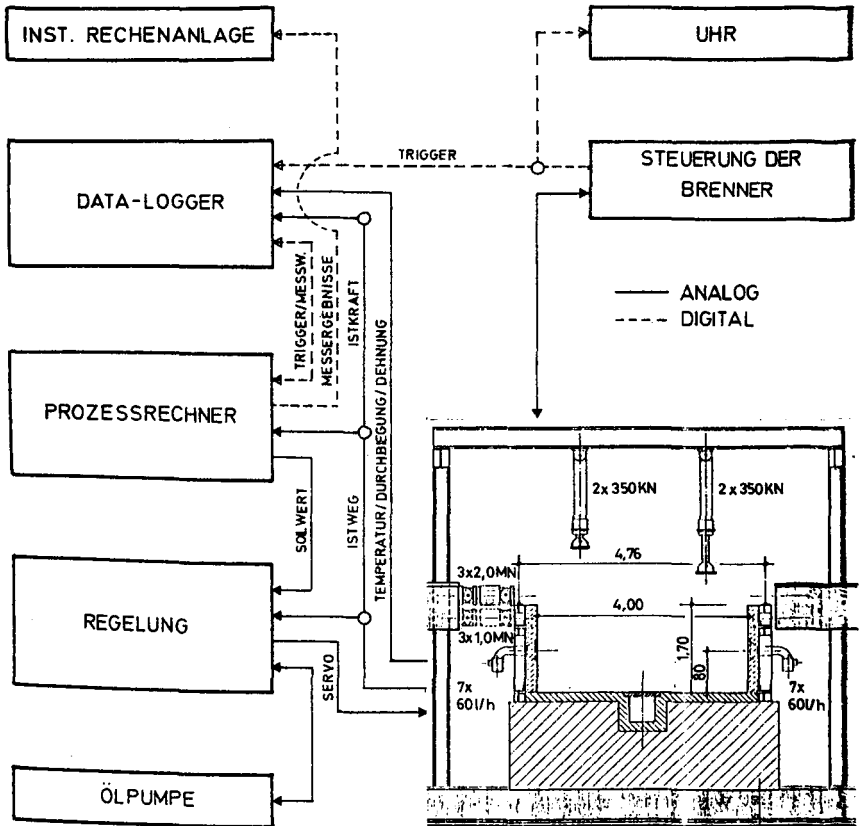


BILD 2: Regelung, Steuerung und Meßwerterfassung

Messung spannungserzeugender Dehnungen. Die Interpretation der Dehnungsmessung erwies sich wegen der auftretenden großen Temperaturen als schwierig, sie gelang schließlich, nachdem die eingebaute lineare Temperaturkompensation mit Hilfe der gemessenen Temperatur durch eine nichtlineare ersetzt wurde.

Diese Meßwerte können von der vorhandenen Datenerfassungsanlage aufgezeichnet werden. Die abgelesenen Werte werden dabei mit der Nullableistung verglichen und auf die gewünschte Einheit umgerechnet. Die Me-

Sanlage hat sich besonders bei den empfindlichen Temperaturmessungen sehr bewährt.

Außerdem erfüllt die Datenerfassungsanlage eine wichtige Rolle bei Beginn des Versuchs. Durch ihre Fähigkeit, eingehende Meßwerte mit vorgegebenen Grenzwerten zu vergleichen und darauf zu reagieren, ermöglicht sie den synchronen Start von Meßanlage, Prozeßrechner und Uhr.

Die Meßwerte können auf Magnetkassette aufgezeichnet werden und nach Versuchsende über Datenverbundleitung zum Prozeßrechner und von da zur Institutsrechenanlage übertragen werden. Dort erfolgt dann die endgültige Auswertung aller gemessenen Größen und ihre Darstellung in grafischer und in tabellarischer Form.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Versuchsparameter

Die in den folgenden Diagrammen dargestellten Ergebnisse beziehen sich auf einen Versuch, bei dem horizontale Zwängung die Verhältnisse simuliert, die sich einstellen, wenn eine rd. 25 m² große erwärmte Platte umgeben ist von einem rd. 175 m² großen, auf Raumtemperatur bleibenden Bereich gleicher Plattendicke oder einer Konstruktion entsprechender Steifigkeit.

Die Zwängungsebene (Angriffshöhe der Horizontalpressen) lag bei Versuchsbeginn in Höhe der Plattenunterkante. Die Plattenecken wurden bei den gezwängten und den ungezwängten Platten durch Pressen gegen Abheben gesichert.

Als Temperaturbeanspruchung wurde die Einheitstemperatur-Zeitfunktion gemäß ISO 834 bzw. DIN 4102 gewählt.

3.2 Temperaturmessung

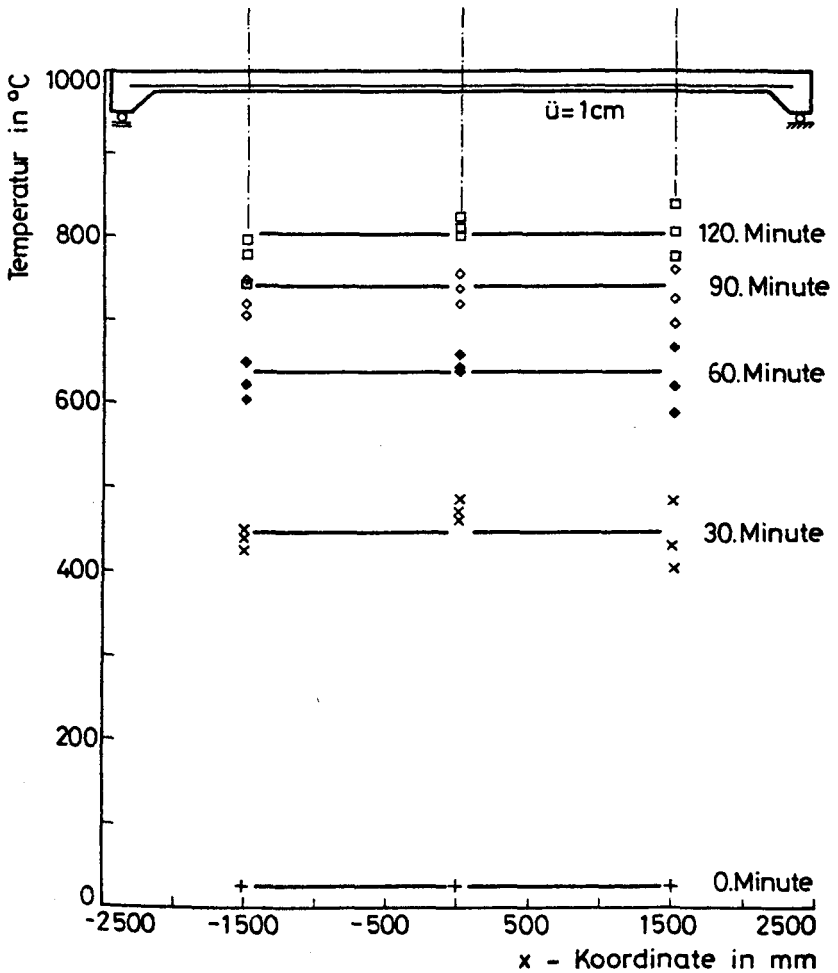


BILD 3: Temperaturverteilung (Streubereich) in der unteren Bewehrungslage bei einem Plattenversuch

Die Temperaturverteilung im Brandraum ist sehr gleichmäßig. Dies läßt sich nicht nur an den Temperaturmessungen im Ofen, sondern auch besonders an den Messungen in der unteren Bewehrungslage ersehen. Die Standardabweichung von 25 Grad bleibt während der ganzen Versuchsdauer konstant, trotz der zusätzlichen Beeinflussung durch die Streuung der Betonüberdeckung.

Der Temperaturverlauf im Querschnitt ist erwartungsgemäß. Deutlich ist der Einfluß des Wassers zu erkennen. Die Isochronen zeigen ab der 15. Minute und 40 mm oberhalb der brandbeanspruchten Oberfläche deutliche Einbuchtungen im 100 Grad Bereich. Dies ist auf den Phasenwechsel des Wassers zurückzuführen. Im Laufe der Zeit wandern diese Einbuchtungen langsam blasenartig nach oben, bis dann schließlich nach 90 bis 100 Minuten das Wasser vollständig verdampft ist. Der Temperaturverlauf ist von da an im Querschnitt wieder einsinnig gekrümmt. Die Oberflächentemperatur steigt auf bis zu 230 Grad in der 240. Minute.

3.3 Lagerweg und Zwangskraftverlauf

Die horizontale Lagerverschiebung der dehnbehinderten Platte ist gemäß der oben angeführten Definition ein Bruchteil der freien Lagerverschiebung. Charakteristisch für den Verlauf der Lagerverschiebung-Zeit-Funktionen ist die nahezu horizontale Tangente nach 240 Minuten, denn hier wird einerseits als Folge verlangsamter Temperaturerhöhung der Zuwachs der thermischen Dehnung zu gering um noch nennenswerte Lagerverschiebungen zu erzeugen und andererseits beginnt auch bei den dehnbehinderten Platten als Folge temperaturbedingten Steifigkeitsverlustes die Durchbiegungsgeschwindigkeit langsam zu wachsen. Eine Umkehr der Lagerverschiebung wurde noch nicht beobachtet.

Wenn die Platte dehnbehindert ist, entwickelt sich sehr schnell eine erhebliche Zwangskraft. Sie kann nach 10 Minuten bereits in der Größenordnung von 500 kN liegen, was ca 100 kN/lfdm entspricht, und erreicht schon bei geringer Zwängung bis zu 1000 kN. Besonders bemerkenswert ist, daß die Zwangskraft bei diesem Versuch schon nach 90 Mi-

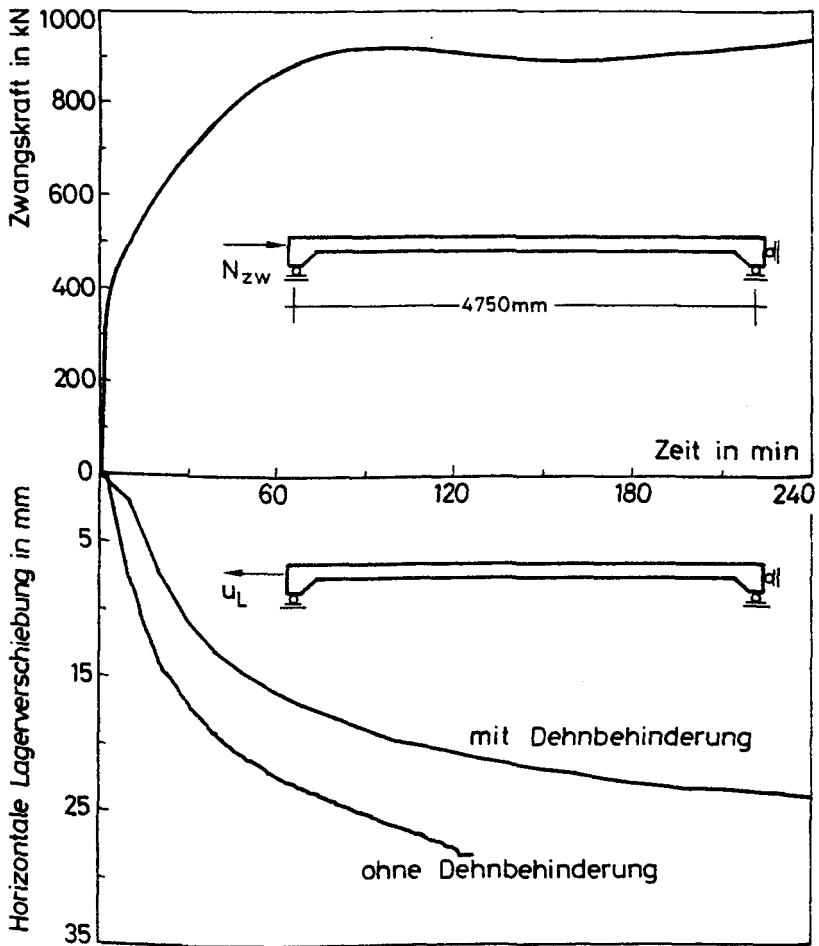


BILD 4: Horizontale Lagerverschiebung mit und ohne Dehnbehinderung, Zwangskraft bei Dehnbehinderung

nuten ihr Maximum erreicht, um dann bis zum Ende des Versuchs ziemlich konstant zu bleiben.

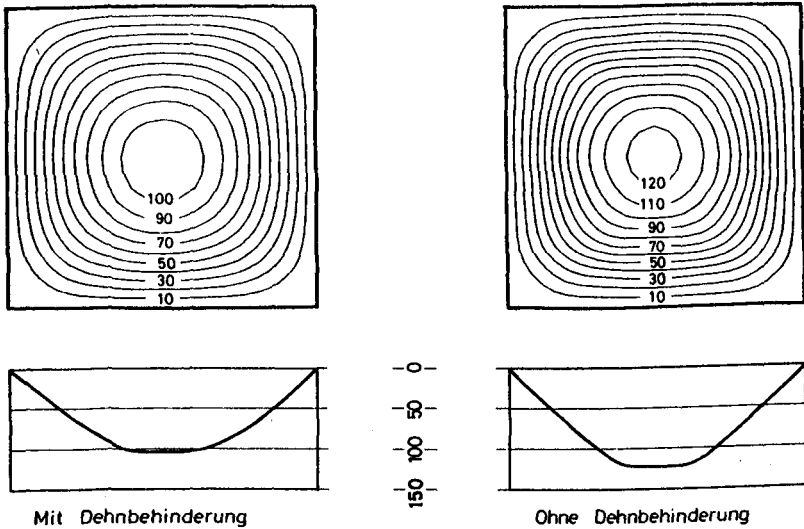
3.4 Durchbiegung

BILD 5: Biegefigur in der 30. Minute mit und ohne Dehnbehinderung,
Ecke festgehalten, Durchbiegung in mm

Bezogen auf die Zeit ist die Durchbiegung bei den dehnbehinderten Platten kleiner. Dies ist auf die Wirkung der exzentrisch unterhalb der neutralen Faser angreifenden Normalkraft zurückzuführen und die damit verbundenen rückstellenden Randmomente.

Versuche zur Annäherung der Biegelinie mittels einfacher Funktionen ergaben sehr günstige Ergebnisse mit Abweichungen zum Teil in der Größenordnung der Meßgenauigkeit für die SINUS-Funktion.

3.5 Dehnungsverteilung

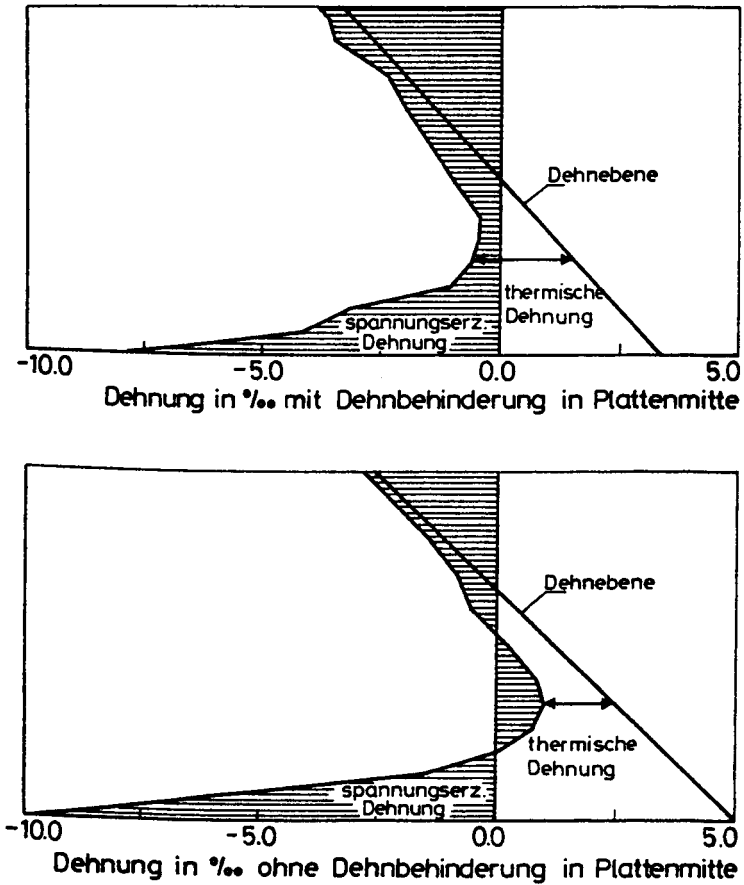


BILD 6: Spannungserzeugende Dehnung mit und ohne Dehnbehinderung in der 30. Minute

Aus den gemessenen Lagerverschiebungen und den gemessenen Durchbiegungen läßt sich die mittlere Längenänderung einer Faser rechnerisch ermitteln. Um jetzt den Dehnungszustand anzeichnen zu können, muß nur noch die Bernoulli'sche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt und die Krümmung aus der Biegelinie abgeleitet werden.

Kennt man des weiteren die Temperaturverteilung in diesem Querschnitt und den Zusammenhang zwischen thermischer (spannungsfreier) Dehnung und Temperatur, so läßt sich aus den genannten Größen die spannungserzeugende Dehnung ermitteln. Das Ergebnis dieser Auswertung ist aus Bild 6 für eine dehnbehinderte und eine nicht dehnbehinderte Platte zu ersehen. Wie man leicht erkennt, ist die dehnbehinderte Platte völlig überdrückt, während die nicht dehnbehinderte Platte in Querschnittsmitte noch positive Dehnungen und damit Zugspannungen aufweist.

Die Krümmung nimmt zum Auflager hin ab. Im Bild 6 bedeutet das, daß die Dehnebene um ihren Schnittpunkt mit der x-Achse im Uhrzeigersinn in die Vertikale gedreht wird. Damit weicht die Stauchung am oberen Rand des Plattenquerschnittes je weiter man sich dem Auflager nähert, einer Dehnung, die ihrer Größenordnung nach im Beton zu Rissen führen muß und wie später gezeigt wird, nimmt die Rißdicke zum Auflager hin auch tatsächlich zu.

Die Lage der Dehnebene gibt jedoch nur die Gesamtdehnung $\epsilon_o + \epsilon_{th}$ des Plattenquerschnitts wieder. Wie aus Bild 6 ersichtlich ist, weicht die spannungserzeugende Dehnung infolge des nichtlinearen Temperaturgradienten davon erheblich ab. Um dies zu überprüfen, wurden mit Hilfe von Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen bei zwei Platten Vergleichswerte ermittelt. Der Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen war in Plattenmitte an der unteren Bewehrung angebracht, und seine Meßwerte geben die spannungserzeugende Dehnung eines Bewehrungsstabes wieder.

In der ersten Versuchsphase werden zunehmende Stauchungen angezeigt. Sobald die Betonzugfestigkeit in Plattenmitte überschritten wird und sich dort Risse bilden, weitert sich die Betonzugzone nach unten aus - abzulesen an der zurückgehenden Stauchung des Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifens - bis nach ca 30 Minuten der Be-

wehrungsstahl Zugspannungen erhält, d.h. Dehnungen gemessen werden. Von da an ist eine stetige Zunahme der spannungserzeugenden Dehnungen zu verzeichnen, die schließlich nach 60 Minuten 2 o/o erreichen. Die Aufzeichnung endet an dieser Stelle, weil die Temperatur des Dehnungsmeßstreifen die 650 Grad-Grenze überschritten hat und von da an nicht mehr mit vertrauenswürdigen Ergebnissen zu rechnen ist.

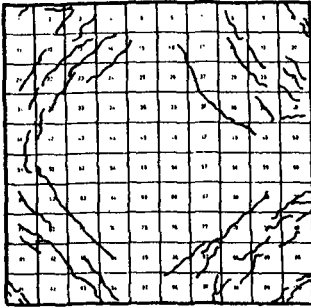
Die Meßwerte weichen deutlich von den mittels Lagerverschiebung und Durchbiegung bestimmten Werten ab. Dies ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß der Dehnungsmeßstreifen den Dehnungszustand nur in einem sehr kleinen Gebiet erfaßt, während das andere Verfahren nur die mittleren Verhältnisse in der Platte widerspiegelt.

Die Anwendung der Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen ist nach den nunmehr vorliegenden Erfahrungen problematisch, einerseits weil im Bereich großer Temperaturgradienten eine genaue Lagebestimmung erforderlich ist und andererseits weil die Eichkurve stark nichtlinear ist und bei diesen Versuchen nicht für jedes Meßelement einzeln ermittelt werden kann.

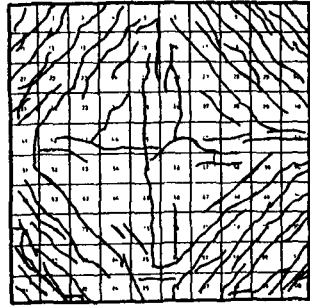
3.6 Rißbild

Auf Grund der thermischen Beanspruchung der Plattenunterseite bilden sich an der Plattenoberseite zahlreiche Risse, wohingegen die Plattenunterseite bis zum Versagen rissefrei bleibt. Das sich ab der 5. Minute entwickelnde Rißbild ist in den Ecken durch Risse senkrecht zur Hauptdiagonalen, sowie in Plattenmitte durch achsenparallele Risse gekennzeichnet. In der 30. Minute ist diese Charakteristik bereits vollständig ausgebildet. Die Anzahl der Risse ist im Randbereich wesentlich größer als in der Mitte. Die achteckige Form des Rißbildes im Randbereich ist auf die verwendete orthogonale Netzbewehrung zurückzuführen. Die Rißbreite erreicht die Größenordnung von mehreren Millimetern.

Der Vergleich zwischen dehnbehinderter und nicht dehnbehinderter



Mit Dehnbehinderung



Ohne Dehnbehinderung

BILD 7: Rißbild auf der Plattenoberseite in der 30. Minute mit und ohne Dehnbehinderung, Ecke festgehalten

Platte zeigt, daß sich die Dehnbehinderung vermindern auf die Anzahl der Risse auswirkt. Wie bereits bei der Dehnungsverteilung zu erkennen war, ist die dehnbehinderte Platte im Plattenmitte ganz überdrückt, und es bilden sich hier zunächst keine Risse.

Das beginnende Versagen des Prüfkörpers wird durch Versagen der Druckzone auf der Hauptdiagonalen in den Ecken angezeigt.

4 Schlußfolgerung

Im Vorstehenden konnte gezeigt werden, daß die mit den unterschiedlichen Mitteln gewonnen Meßwerte in hinreichendem Maß ineinander gefügt werden können. Dies erlaubt die Schlußfolgerung, daß eine befriedigende Nachrechnung dieser Versuchsergebnisse möglich sein muß, wenn die Materialgesetze mit genügender Genauigkeit angegeben werden können.

Literatur

- /1/ SFB 148 Arbeitsbericht 1978-1980

- /2/ DIN 1045 "Beton und Stahlbeton, Bemessung
 und Ausführung", Ausgabe Dezember 1978.

- /3/ Walter, R. Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken
 - Berechnung des inneren Zwanges mit einem
 Scheibenmodell -
 Dissertation, TU Braunschweig 1981

Dehnungsmessung bei Temperaturen unter 150 °C und
Rißverfolgung in Betonquerschnitten

von

Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 Ziel der Untersuchung.....	3
2 Methode.....	5
2.1 Allgemeines.....	5
2.2 Versuchskörper.....	6
2.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung.....	8
3 Ergebnis.....	10
3.1 Bleistiftminen.....	10
3.2 Dehnungsmeßstreifen.....	12
4 Zusammenfassung.....	17

1 Ziel der Untersuchung

Am Anfang der hier dargestellten Untersuchung stand die Frage, wie bei den Plattenversuchen, die das Teilprojekt A2 im Sonderforschungsbe- reich 148 durchführt, der Verformungszustand des Plattenquerschnitts meßtechnisch erfaßt werden kann.

Der Verformungszustand wird eindeutig beschrieben durch

- zwei Verformungen (bei Stahlbetonquerschnitten meist die obere und untere Bewehrungslage) oder
- eine Verformung und die Krümmung

jeweils in Verbindung mit der Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.

Zunächst wurde die erste Methode - Dehnungsmessung an der unteren und oberen Bewehrung - angewandt. Hierzu wurden Hochtemperatur-Dehnungsmeßstreifen (Meßbereich bis 600 °C) mit Temperaturkompensation eingesetzt. Es ergaben sich jedoch hohe Fehlerquoten in den Messungen und vorzeitige Ausfälle der Elemente, die den hohen finanziellen und technischen Aufwand für ihren Einsatz nicht rechtfertigten, sodaß nach anderen Möglichkeiten gesucht werden mußte. Dazu wurde die Einsatzmöglichkeit gewöhnlicher Drahtdehnungsmeßstreifen der Reihe P der Fa. Hottinger in Verbindung mit einer Krümmungsmessung untersucht. Die Dehnungsmeßstreifen sollen auf der Plattenoberseite appliziert werden und bei Normbeflammung der Unterseite 150 Minuten lang vertrauenswürdige Ergebnisse liefern. Dies ist prinzipiell möglich, weil die Temperatur der Oberseite einer Stahlbetonplatte von 15 cm Dicke aus quarzitischem Beton, wie sie bei den Versuchskörpern i.a. vorliegt, dann lediglich bei 150 °C liegt, bei der dieser Dehnungsmeßstreifen noch uneingeschränkt meßfähig ist. Da die Plattenoberseite jedoch zahlreiche Risse aufweist, soll mit Hilfe einer Feinblechunterlage versucht werden, die besondere Empfindlichkeit dieses Meßelementes im Rißbereich etwas herabzusetzen. Die zur vollständigen Beschreibung des Verformungszustandes erforderliche Krümmung wird durch zweimalige Dif-

ferentiation der Biegefläche gewonnen.

Der Verlauf der spannungserzeugenden Verformungen im Plattenquerschnitt ist so, daß an der Ober- und an der Unterseite eine Stauchungszone (Druckzone) entsteht, während in Querschnittsmitte eine Dehnungszone (Zugzone) vorliegt. Der Rißverlauf in der Zugzone soll mit Hilfe von einbetonierten Graphit-Bleistiftminen untersucht werden. Dieses Meßelemente zeigt die Entstehung von Rissen und die Veränderung ihrer Breite in Form einer Widerstandsänderung an. Wie sich schnell herausstellte, ist die erreichbare Auflösung aber zu gering, um Rückschlüsse auf die Breite des Risses zuzulassen. Sie reicht jedoch aus, um eine Aussage über das Vorhandensein von Rissen zu ermöglichen.

Ziel der vorliegenden Untersuchung war es also, einige charakteristische Eigenschaften der genannten Meßelemente zu ermitteln. Hierzu zählen:

- Ansprechrißweite der Bleistiftminen,
- Verhalten der Bleistiftminen, wenn der Riß sich wieder schließt,
- Verhalten der Dehnungsmeßstreifen am Riß,
- Einfluß des Klebstoffs auf die Dehnungsmeßstreifen,
- Einfluß der Temperatur auf Dehnungsmeßstreifen und Bleistiftminen.

Die Untersuchungsmethodik und das Ergebnis dieser Untersuchung sind im folgenden ausführlich dargestellt.

2 Methode

2.1 Allgemeines

Die in der Einführung gestellten Fragen, lassen sich nur mit einer ausreichenden Anzahl von Versuchen schlüssig beantworten. Zur Frage des Verhaltens der beiden Meßelemente am Riß wurde ein Versuchskörper konzipiert, der im folgenden Abschnitt ausführlich beschrieben ist. Er erlaubt - bei Raumtemperatur - die definierte Variation der Rißweite im Bereich zwischen 2.5 und $60 \text{ mm} \cdot 10^{-2}$. Die Frage des Klebstoffeinflusses wurde mit Hilfe von zwei Vergleichsversuchen untersucht. Im ersten Fall wurde der Dehnungsmeßstreifen mit X 60 aufgeklebt, dies ist ein kalthärtender Klebstoff für Temperaturen unter 60°C , während im zweiten Fall EP 250, ein heißhärtender Klebstoff für Temperaturen bis 250°C , zum Einsatz kam. Damit ist die Aussage über den Klebstoffeinfluß durch unmittelbaren Vergleich zu gewinnen.

Der Einfluß der Temperatur auf die Verformungsmessung wurde durch Vergleich zwischen einer Applikation auf Baustahl mit definiertem Ausdehnungskoeffizienten ($\alpha_T = 11 \cdot 10^{-7}$) und einer Applikation auf Quarzglas ($\alpha_T = 5 \cdot 10^{-7}$) bei thermischer Belastung gewonnen. Die Applikation auf Quarzglas ist außerdem geeignet, den Erweichungspunkt des Klebstoffs zu finden, weil die Klebefuge infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung belastet wird, ohne daß eine statische Belastung erfolgen muß.

Außerdem wurden in die Prüfkörper jeweils 9 Bleistiftminen in unterschiedlichen Höhen einbetoniert. Mit Hilfe eines dritten Versuchskörpers, konnten damit über 200 Rißweiten-Widerstands-Kombination zu ermittelt werden, die auch in statistischer Hinsicht eine Aussage über das Verhalten der Bleistiftmine am Riß zulassen.

2.2 Versuchskörper

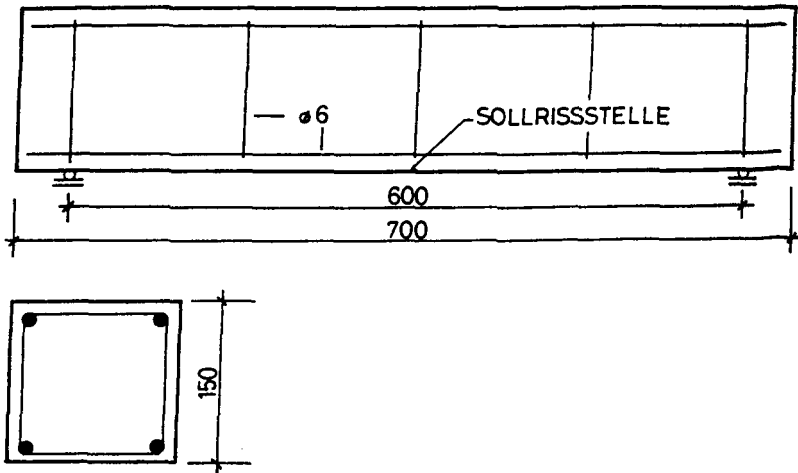


BILD 1: Prüfkörper

Die Untersuchung des Rißverhaltens der Meßelemente wurde mit Hilfe des Biegebalkens nach DIN 1048 durchgeführt. Die Abmessungen und die Bewehrung sind Bild 1 zu entnehmen. Die Bewehrung war erforderlich, um ein weiches Aufreißen zu ermöglichen. Sie wurde so gewählt, daß auf einer 50 kN Biegeprüfmaschine noch die Bruchlast bestimmt werden kann.

In diesen Biegebalken wurden, wie in Bild 2 zu erkennen ist, Bleistiftminen eingebaut, die an ihren Enden von sog. Reihenklemmen gehalten werden. Die Reihenklemmen ermöglichen außerdem die Kontaktierung mit dem Meßkabel.

Um die Lage des Risses im Prüfkörper zu definieren, wurde auf der Zugseite ein Blechstreifen der Höhe 8 mm in Balkenmitte eingefügt. Diese Maßnahme erwies sich als ausreichend.

Der verwendete Beton hatte die Rohdichte 2.44 kg/dm^3 und die Würfelfe-

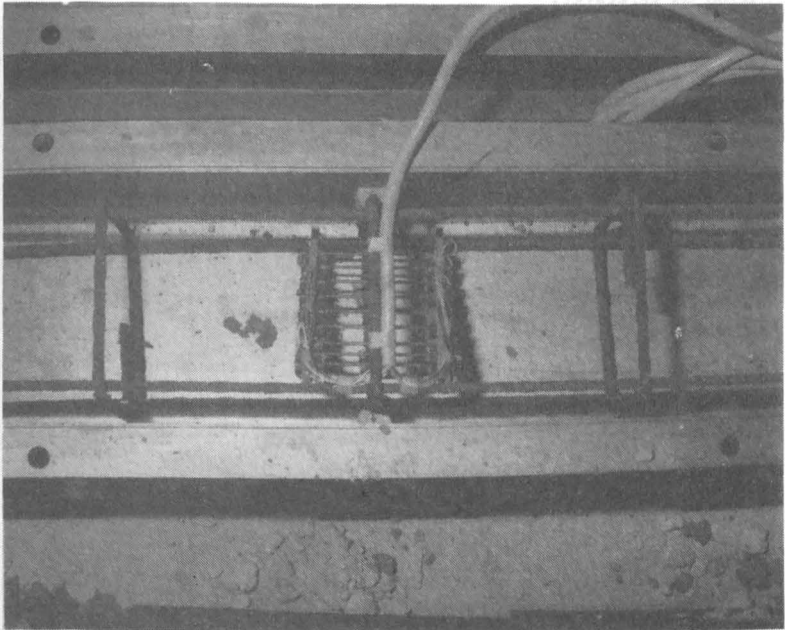


BILD 2: Schalung mit Bewehrung und Bleistiftminen

stigkeit β_{w28} von 55 MPa. Er zeichnet sich durch einen besonders hohen Anteil von Körnung 8-16 aus und war damit sicherlich ein besonders gutes Kriterium für die mechanische Beanspruchbarkeit der Bleistiftminen.

Bei dem eingebauten Betonstahl handelt es sich um einen Rippentorstahl der Nenngüte 420/500. Die gemessenen Festigkeitswerte betragen 488/565 MPa.

Die verwendeten Dehnungsmeßstreifen waren vom Typ 60/120 LP 21, angepaßt auf $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}/K$. Der k-Faktor betrug 2.13 bei einem Nennwider-

stand von 119,8 Ohm. Zwei der drei über dem Riß applizierten Dehnungsmeßstreifen waren durch ein untergelegtes Feinblech mit der Dicke 5/100 mm verstärkt.

Der Schnellklebstoff X 60 der Fa. Hottinger wurde gemäß Gebrauchsanleitung verwendet. Er wird üblicherweise bei Versuchen unter Raumtemperatur verwendet und hat eine obere Temperaturgrenze von 60 °C bei statischer Messung. Der heißhärtende und wärmebeständige Zweikomponentenklebstoff EP 250 der Fa. Hottinger wurde ca. 4 Stunden bei Temperaturen von 110 bis 120 °C gehärtet. Dabei wurde eine Querbelaftung von ca. 15 N/cm² aufgebracht. Dieses Härteprogramm unterschreitet die vom Hersteller gemachten Vorschriften geringfügig.

Die thermischen Untersuchungen wurden an prismatischen Probekörpern mit den Abmessungen 15x15x200 mm durchgeführt. Der verwendete Baustahl hat einen Temperaturausdehnungskoeffizienten von $11 \cdot 10^{-6}/K$. Das Quarzglas dehnt sich mit etwa $5 \cdot 10^{-7}/K$.

2.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Untersuchung des Rißverhaltens wurde in der von DIN 1048 für die Prüfung der Biegezugfestigkeit vorgesehenen Weise durchgeführt. Dabei wird der Prüfkörper auf Schneiden gelagert und in den Drittelpunkten durch Einzellasten belastet. Die Stützweite für den hier vorliegenden Normprüfkörper beträgt 600 mm.

Gemessen wurde neben den Widerständen in den Bleistiftminen und der Dehnung der über dem Riß aufgeklebten Dehnungsmeßstreifen

- die Stauchung auf der Druckseite mit zwei Dehnungsmeßstreifen sowie
- die Durchbiegung an drei bzw. vier Stellen mit Hilfe von induktiven Weggebern,
- die Rißweite mit Hilfe einer Lupe,

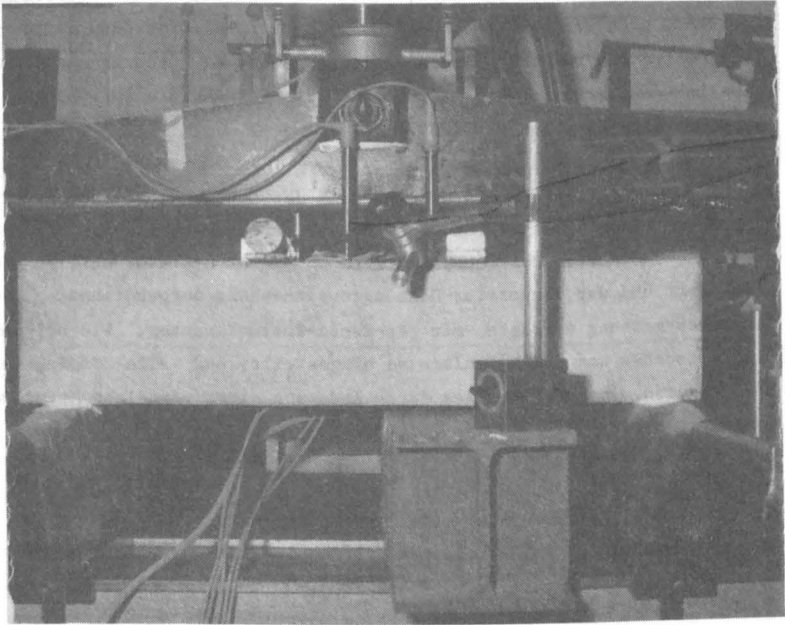


BILD 3: Ansicht des Versuchsstandes mit eingebautem Prüfkörper

- die Last und

- die Zeit.

Auf der Grundlage der hiermit gewonnen Meßwerte läßt sich die Krümmung mittels zweier unabhängiger Methoden berechnen. Erstens indem man die Differenz der oberen und unteren Verformung durch die Höhe des Prüfkörpers teilt und zweitens durch zweimalige Differentiation der Biegelinie. Damit können also die Meßwerte der auf dem Riß applizierten Dehnungsmeßstreifen unabhängig kontrolliert werden.

Der Versuch wurde so durchgeführt, daß die Last stufenweise erhöht wurde, wobei von der elektronischen Meßwerterfassungsanlage immer dann eine vollständige Aufzeichnung des augenblicklichen Zustandes vorgenommen wurde, wenn sich die Last, einer der Wege oder eine Verformung signifikant geändert hatten. Auf jeder Laststufe wurde dann außerdem die Rißweite des zu untersuchenden Risses gemessen. Dadurch entstand bezüglich der Krümmung ein Meßprotokoll das beinahe die Auflösung eines Schreiberdiagrammes erreicht.

Die Untersuchung des Temperaturverhaltens der Dehnungsmeßstreifen erfolgte in einem Elektroofen des Sonderforschungsbereichs. Hierbei wurde die Temperatur der Probe mehrfach von Raumtemperatur auf 150 °C gesteigert und der Temperatur-Dehnungszusammenhang aufgezeichnet. Die Temperaturmessung erfolgte mit Fe-Const-Thermoelementen. Wie bei den Biegeversuchen war die Meßanlage so eingestellt, daß alle Größen so oft gemessen wurden, wie dies durch Änderung einer einzelnen Meßgröße ausgelöst wurde.

3 Ergebnis

3.1 Bleistiftminen

Die Bleistiftminen sprechen relativ früh an. Bereits bei einer Rißweite von einigen hundertstel mm ist eine signifikante Widerstandsänderung zu verzeichnen. Leider ist es jedoch so, daß diese Meßelemente nicht mit der von anderen, üblichen Meßelementen gewohnten Wiederholgenauigkeit (Reproduzierbarkeit) arbeiten. So kann es geschehen, daß die zwei Bleistiftminen, die der gleichen Beanspruchung ausgesetzt sind, im einen Fall eine Widerstandsänderung von einigen Ohm und im anderen Fall nur von einigen zehntel Ohm aufweisen. Dies verschlechtert die Interpretierbarkeit der Ergebnisse ganz erheblich. Es war in der Folge erforderlich, die Meßwerte im logarithmischen Maßstab aufzu-

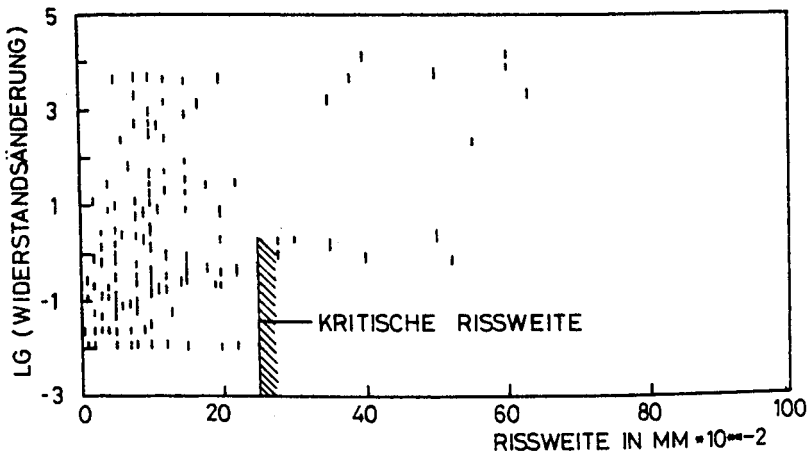


BILD 4: Zusammenhang zwischen Rißweite und Widerstandsänderung

tragen. Hier läßt sich dann auch die Ansprechrißweite dieses Meßelementes ablesen. Wie auf Bild 4 zu sehen ist, steigt spätestens bei einer Rißweite von 25/100 mm der Widerstand in den Bleistiftminen um mindestens zwei 10er-Potenzen an, sodaß hier der Ansprechpunkt zu liegen kommt. Alle vorliegenden Versuchswerte liegen gegenüber diesem Punkt auf der sicheren Seite.

Durch den Einbauvorgang bzw das Verdichten des Betons mit der Rüttelflasche wurden einige Bleistiftminen bereits angebrochen. Der angezeigte Widerstand betrug dann nicht 5-10 Ohm, sonder 20-50 Ohm. Diese Bleistiftminen waren besonders empfindlich bezüglich der weiteren Rißbildung im Prüfkörper. Ihre Ansprechrißweite lag unter 5/100 mm.

Wenn sich der Riß wieder schließt, nachdem die zu untersuchende Bleistiftmine schon angesprochen hat, kann man normalerweise, d.h. wenn der Riß nicht zu breit war, davon ausgehen, daß der Widerstand der Bleistiftmine wieder abnimmt und sogar beinahe seinen Ausgangswert erreicht. Bei insgesamt 5 Entlastungszyklen hat sich dies immer wieder

bestätigt. Für die Plattenversuche des Teilprojekts A2 ist dies von entscheidender Bedeutung, weil hier bereichsweise schon beim Vortrocknen Risse auftreten und die eingebauten Bleistiftminen auch beim Hauptversuch noch einwandfrei arbeiten müssen. Eine Rißweitenmessung bleibt jedoch auf Grund der starken Streuung der Meßwerte ausgeschlossen.

Die thermische Belastbarkeit der Bleistiftminen ist sehr hoch. Sie lassen sich mit einer Feuerzeugflamme nicht entzünden, es entsteht jedoch subjektiv der Eindruck einer gewissen Versprödung. Die Temperatur-Widerstandsbeziehung ist im Bereich bis 500 °C nahezu linear. Der Temperatur-Widerstandskoeffizient der verwendeten Bleistiftminen beträgt $-4.18 \cdot 10^{-3}$ Ohm/K.

Mechanisch ist dieses Meßelement unerwartet belastbar. Die von dem mit der Herstellung der Prüfkörper befaßten Personenkreis geäußerten Befürchtungen hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit der Konstruktion erwiesen sich als vollkommen unbegründet. Bei den drei Prüfkörpern war nämlich nur jeweils eine (von neun) Bleistiftminen angebrochen, was jedoch, wie oben bereits erläutert, die Aussagefähigkeit des Meßelementes nicht beeinträchtigt hat.

3.2 Dehnungsmeßstreifen

Der Dehnungsmeßstreifen verhält sich am Riß von Natur aus bösartig. Dies haben die vorliegenden Untersuchungen wieder bestätigen können. Eine Dehnung von ca 700 µm/m genügt, um das Meßelement zu zerstören. Wenn diese Dehnung überschritten worden ist, gibt es keine Möglichkeit der Reparatur mehr, die Zerstörung ist endgültig.

Ganz anders verhält sich der Dehnungsmeßstreifen, wenn er mit einem Feinblech der Dicke 5/100 mm unterlegt wird. Das Feinblech ist offenbar in der Lage, die lokale Dehnung am Riß aufzufangen und auf einen gewissen Bereich zu verteilen, was wiederum ausreicht, den Dehnungsmeßstreifen in einem weiten Bereich meßfähig zu halten. Bis zum Versagen des nicht mit Feinblech unterlegten Dehnungsmeßstreifens sind

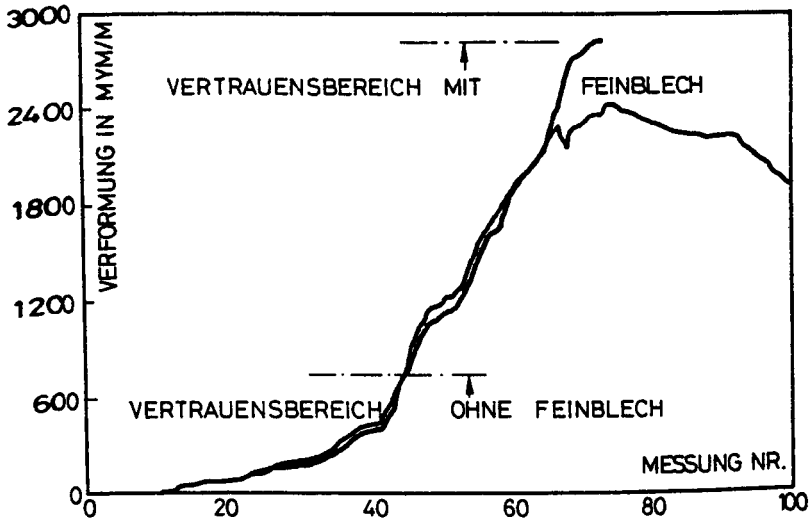


BILD 5: Dehnungsmeßstreifen mit und ohne Feinblechunterlage

die Meßwerte bei beiden Meßelementen identisch im Rahmen der üblichen Meßgenauigkeit. Der mit Feinblech unterlegte Dehnungsmeßstreifen bleibt meßfähig bis mindestens 2500 $\mu\text{m/m}$, bzw solange die Dehnung wächst (siehe Bild 5). Fällt die Dehnung nämlich wieder ab, so bildet der Blechstreifen eine Beule. Der Meßwert steigt dann schlagartig an, möglicherweise wird der Dehnungsmeßstreifen auch zerstört (siehe Bild 7). Auf jeden Fall ist das Versagen des Meßelementes aber anhand der Meßwerte erkennbar. Dazu ist jedoch eine Auftragung des Meßwertes in Abhängigkeit von der Last erforderlich.

Ein Einfluß des Klebstoffs auf das Meßergebnis war nicht feststellbar. Die mit X 60 applizierten Dehnungsmeßstreifen haben das gleiche Ergebnis geliefert wie diejenigen, die mit EP 250 appliziert worden sind. Trotzdem ist es vorstellbar, daß am Riß eine Beeinflussung auftritt, weil der Klebstoff einen geringen E-Modul aufweist und damit die Weiterleitung der Dehnung am Riß steuert.

vergleicht man die mit Hilfe der Prüfkörperdurchbiegung gemessene

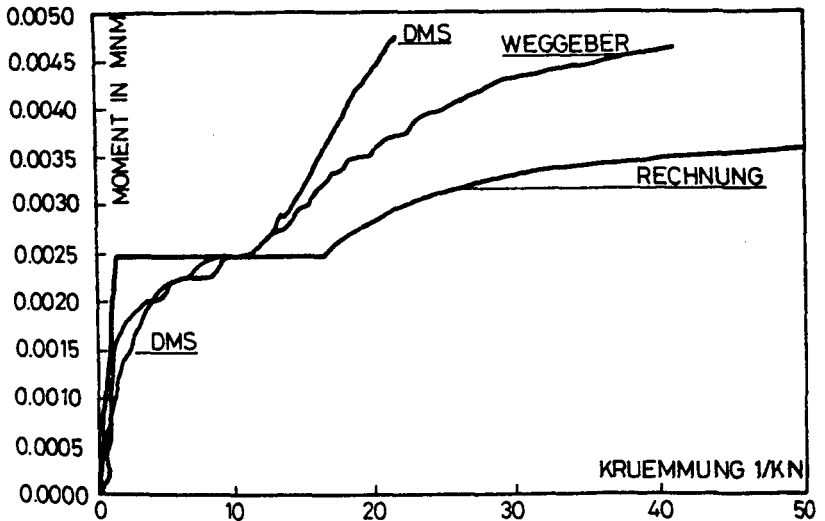


BILD 6: Vergleich der gemessenen und gerechneten Momenten-Krümmungsbeziehung

Krümmung, mit der mittels Dehnungsmeßstreifen gemessenen Krümmung, so fällt auf, daß die Dehnungsmeßstreifen-Technik den Querschnitt zunächst weicher erscheinen läßt als die Weggeber (siehe Bild 6). Später kehrt sich dieses Verhältnis jedoch um. Der Grund hierfür ist darin zu sehen, daß sich der Prüfkörper zunächst beinahe elastisch verhält und die am Riß auftretende Dehnung von den Dehnungsmeßstreifen überbewertet wird. Später, nachdem die Rißbildung praktisch abgeschlossen ist, wirkt der Beton an der Unterseite des Prüfkörpers nicht mehr vollständig mit, sodaß auch keine proportionale Zunahme der Dehnung mehr verzeichnet werden kann.

Grundsätzlich stellt sich hier natürlich auch die Frage, wie der Dehnungsmeßstreifen die Dehnung integriert, wenn diese nichtlinear von der Längsachse abhängt und außerdem die Singularität am Riß auftritt. Insgesamt kann man jedoch wohl sagen, daß die Übereinstimmung zwischen den mit Weggebern und den mit Dehnungsmeßstreifen gewonnenen Krümmungen ausreicht, um die Meßwerte als gesichert anzusehen. Die rechnerische Momenten-Krümmungsbeziehung wurde mit den gemessenen Material-

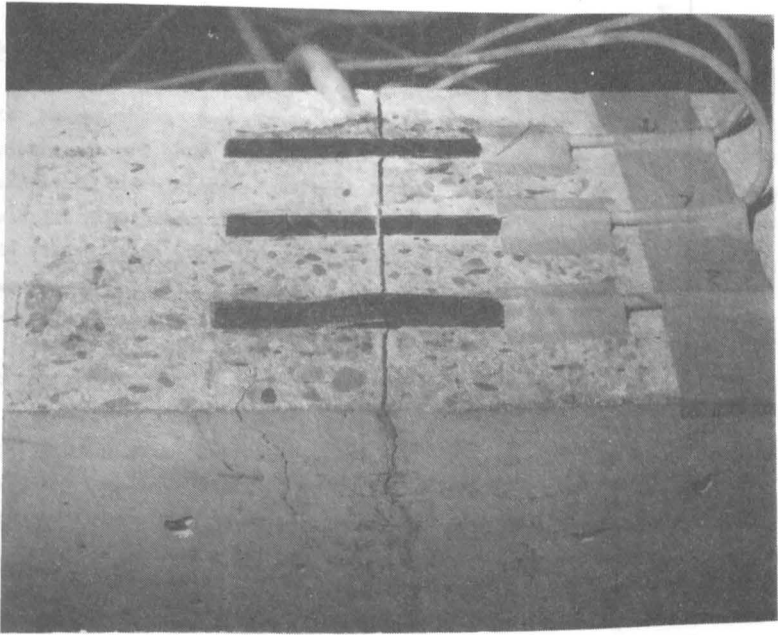


BILD 7: Beulenbildung der Feinblechunterlage am Riß

kennwerten unter der Voraussetzung einer linearen Spannungs-Dehnungs-
beziehung bis zum Riß mit darauffolgendem völligem Spannungsverlust
ermittelt.

Der Einfluß der Temperatur läßt sich im Bereich bis zu 150 °C mit den
vom Hersteller gemachten Angaben vollständig eliminieren. Dies macht
man mit der Formel:

$$\epsilon_{\theta} = \epsilon / (1 + \alpha_K \cdot (\theta - \theta_0)) \\ + 58.6759 - 4.688 \cdot \theta + 0.0909242 \cdot \theta^2 - 5.99899 \cdot 10^{-2} \cdot \theta^3 + 1.3944 \cdot 10^{-4} \cdot \theta^4 \\ + \alpha \cdot (\theta - \theta_0)$$

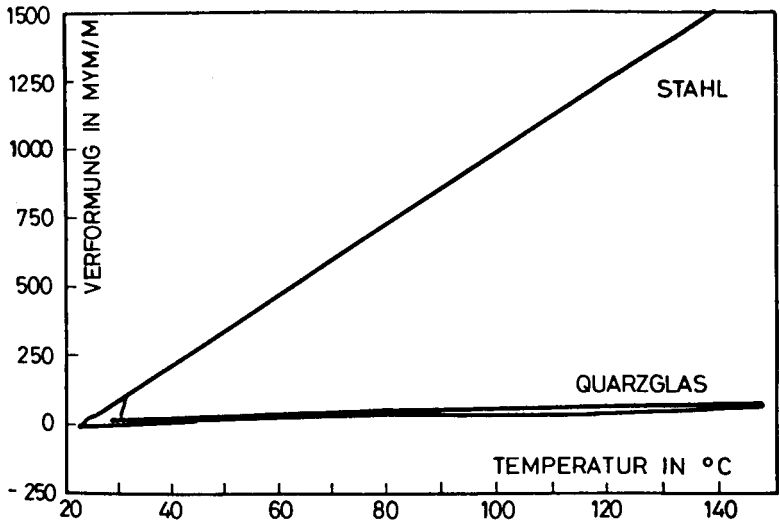


BILD 8: Thermische Dehnung von Baustahl und Quarzglas

wobei gilt

ϵ = Messwert der Verformung in $\mu\text{m/m}$

α_K = Temperaturdehnungskoeffizient des K-Faktors

θ = Temperatur in $^{\circ}\text{C}$

θ_0 = Anfangstemperatur in $^{\circ}\text{C}$

α = Temperaturdehnungskoeffizient des Dehnungsmeßstreifens in $\mu\text{m/m}\cdot\text{K}$

Ein Vergleich mit von der Physikalisch-Technischen-Bundesanstalt gemachten Angaben über die thermische Dehnung von Quarzglas zeigt gute Übereinstimmung. Die mit dieser Formel gewonnene thermische Dehnung von Baustahl ist bis zum Erreichen des Maximalwertes nahezu linear, und stimmt mit dem erwarteten Verhalten überein. Die auftretenden Kriecheffekte liegen mit $5 \mu\text{m/m}$ im Rahmen der Meßgenauigkeit. Ein Unsicherheitsfaktor verbleibt jedoch in der thermischen Dehnung des zu prüfenden Materials (also des Betons), wenn man die Spannungserzeug-

genden Verformungen ermitteln will.

4 Zusammenfassung

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Stahlbetonplatte mit und ohne Zwängung im Brandfall ist es sehr hilfreich, wenn man sich hinreichenden Aufschluß über die Verteilung der Verformung und die Rißbildung in ausgezeichneten Querschnitten verschaffen kann. Zu diesem Zweck wurde zwei Meßelemente untersucht:

- Dehnungsmeßstreifen mit Feinblechunterlage und
- Bleistiftminen

Die Anwendbarkeit der Dehnungsmeßstreifen konnte im Bereich bis 150 °C und bei Dehnungen bis 2500 µm/m sichergestellt werden, vorausgesetzt die Dehnungen fallen zwischenzeitlich nicht ab. Stauchungen sind unbedenklich im Rahmen der vom Hersteller angegebenen Grenzen.

Die Bleistiftminen zeigen durch eine Widerstandsänderung in der Größenordnung 10^2 das Auftreten eines Risses an. Die zugehörige Rißweite liegt unter 25/100 mm. Sollte sich der Riß wieder schließen, so erreicht das Meßelement wieder nahezu den Ausgangswiderstand. Eine Messung der Rißweite ist jedoch ausgeschlossen. Die mechanische Stabilität ist ausreichend und es können auch die beim Einbau beschädigten Bleistiftminen zu aussagkräftigen Messungen herangezogen werden. Bezüglich der thermischen Stabilität liegen noch keine weitreichenden Erfahrungen vor, es sind allerdings auch noch keine Probleme bekannt geworden.

Es wird vermutet, daß die Messung mit den Bleistiftminen deutlich verbessert werden kann, wenn es gelingt, den Verbund zwischen Beton und Bleistiftmine zu verbessern. Bestrebungen hierzu sind im Gange.

Rechnerische Untersuchungen zum Trag-
und Verformungsverhalten
brandbeanspruchter Stahlbetonplatten

von

Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	A 2 - 3 - 2
2. Programmbeschreibung	A 2 - 3 - 2
3. Materialgesetze	A 2 - 3 - 7
4. Rechenergebnisse	A 2 - 3 - 10
5. Weitere erforderliche Arbeiten	A 2 - 3 - 15
6. Literatur	A 2 - 3 - 16

1. Einleitung

Ein Ziel der Forschungen des Teilprojektes A 2 im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" ist es, für Platten nicht nur die Dauer ihrer Tragfähigkeit unter Brandeinwirkung abschätzen zu können, sondern auch ihr Verformungsverhalten sowie die Auswirkungen auf benachbarte angeschlossene Bauglieder zu beschreiben.

Die Arbeit von Dr. R. Walter [1] beschäftigt sich schon in diesem Sinne mit "Der Berechnung des inneren Zwanges von partiell brandbeanspruchten Stahlbetondecken". Während dort mit einem Scheibenmodell gerechnet wird, welches naturgemäß die Durchbiegungen und Krümmungen des Bauteils unberücksichtigt läßt, wird zur Zeit ein Programm entwickelt, das diese Einflüsse zusätzlich zur Längsdehnung mitnimmt.

Im folgenden wird dieses Programm beschrieben, und es werden erste Rechenergebnisse vorgestellt.

2. Programmbeschreibung

Aufbauend auf den Arbeiten von Walter wird aus dem Programm DUPLA [2] der "Darmstädter Gruppe" um Prof. Mehlhorn ein FE-Programm entwickelt, das in der Lage ist, bei einer kombinierten Platten-Scheiben-Berechnung die extremen thermischen Verhältnisse zu erfassen.

Zur Beschreibung dieses Programms müssen hier einige Bemerkungen ausreichen:

Der Grundriß der Struktur wird in dreieckförmige Elemente aufgeteilt. Die Plattendicke wird in ebene Schichten zerlegt (Bild 1).

Für jede Schicht jedes Elements wird das Materialverhalten gesondert beschrieben. In die nichtlineare temperaturabhängige Formulierung der Stoffgesetze gehen der Dehnungs- und Spannungszustand unter Berücksichtigung der Rißbildung ein.

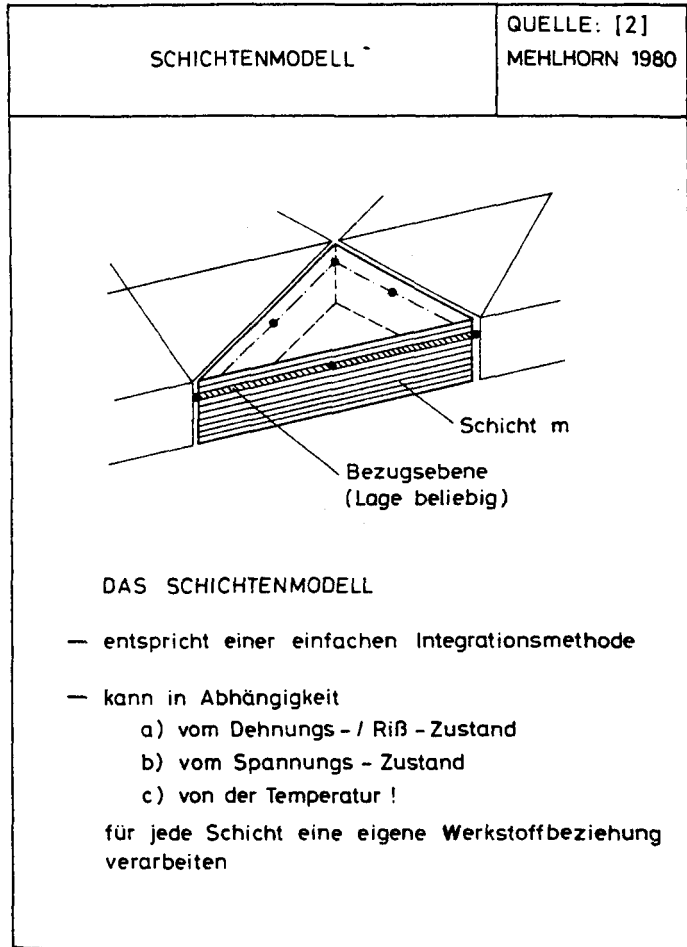


Bild 1: Das Schichtenmodell

Die Temperaturverteilung über den Querschnitt wird durch schichtweise konstante Temperaturen erfaßt.

Mit dem Schichtenmodell lassen sich Integrationen über die Dicke einfach durchführen. Dabei kann die Genauigkeit durch Vergrößerung der Schichtzahl leicht gesteigert werden. Die Schichten sind untereinander

durch die Bernoulli-Hypothese verknüpft (Ebenbleiben der Querschnitte). Die Bewehrung kann durch äquivalente Stahlschichten simuliert werden. Dabei wird starrer Verbund zwischen Stahl und Beton angenommen. Risse werden als "im Element verschmiert" - und nicht als diskrete Risse - behandelt und durch eine anisotrope Formulierung des Materialgesetzes in Rißrichtung schichtweise berücksichtigt.

Die Elemente sind miteinander an den Eck- und Seitenmittenknoten verbunden. Die dort auftretenden Weggrößen (Verschiebungen, Neigungen und Krümmungen) sind so zu bestimmen, daß für die gesamte Struktur die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind (Bild 2).

Es ist das typische lineare Gleichungssystem des Weggrößenmodells zu lösen:

$$\text{Steifigkeitsmatrix} \times \text{unbekannte Knotenweggrößen} = \text{Lastvektor}$$

Zur Beschreibung der Biegefläche wird ein vollständiges Polynom 5. Grades verwendet, während die Scheibenverformungen in jeder Richtung mit einem vollständigen Polynom 2. Grades erfaßt werden. Insgesamt ergeben sich somit pro Element 33 Freiheitsgrade (je Eckpunkt 8, je Seitenmittenknoten 3).

Programmablauf: (s. Bild 3)

Die Untersuchung von brandbeanspruchten Platten erfolgt in Zeitschritten mit jeweils einzugebender Temperaturverteilung. Geometrische Randbedingungen können für die einzelnen Zeiten unterschiedlich vorgegeben werden (z. B. bei Dehnbehinderung). Somit ist es möglich, rand- und punktgestützte Platten zu berechnen; letztere jedoch ohne Berücksichtigung der besonderen Probleme aus den räumlichen Dehnungs- und Spannungszuständen.

Die Berechnung zu einem Zeitpunkt baut auf dem Ergebnis des vorigen Zeitschrittes auf. Es wird ständig mit der gesamten statischen Last und mit der aktuellen thermischen Last gerechnet. Die thermischen Anteile der Lastspalte werden mit den Materialwerten der jeweiligen Iteration stets neu gebildet.

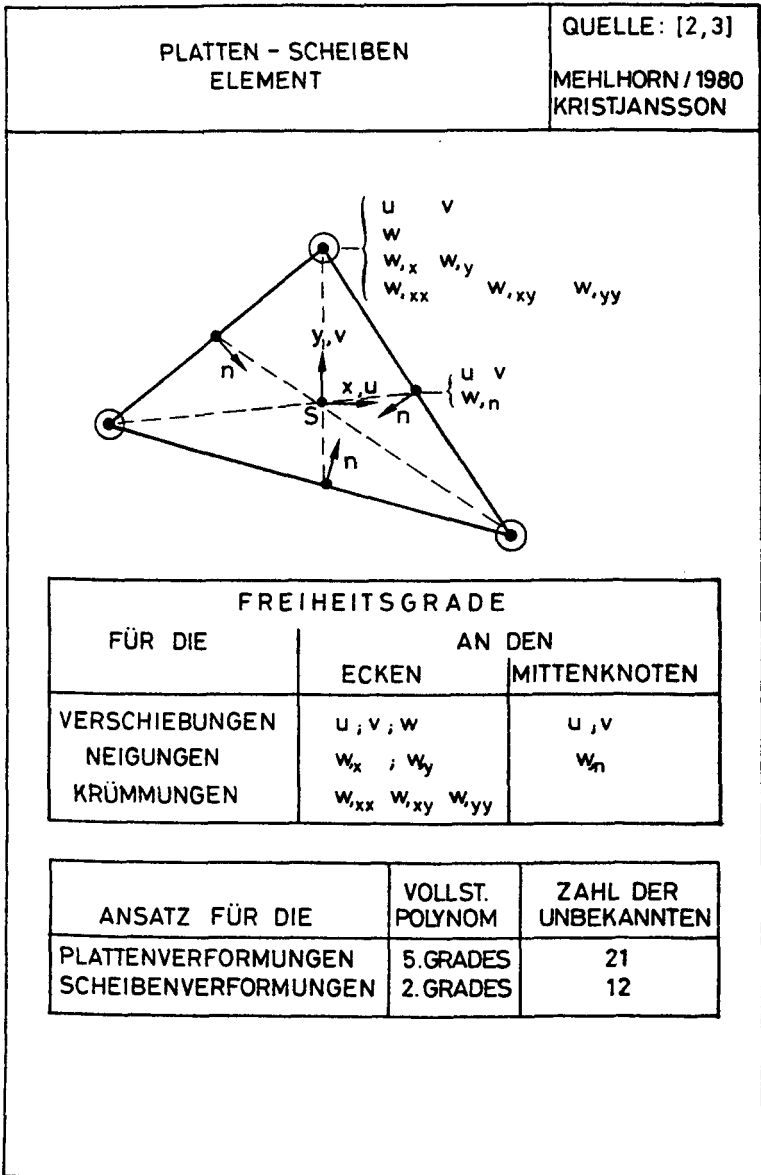


Bild 2: Platten-Scheiben-Element

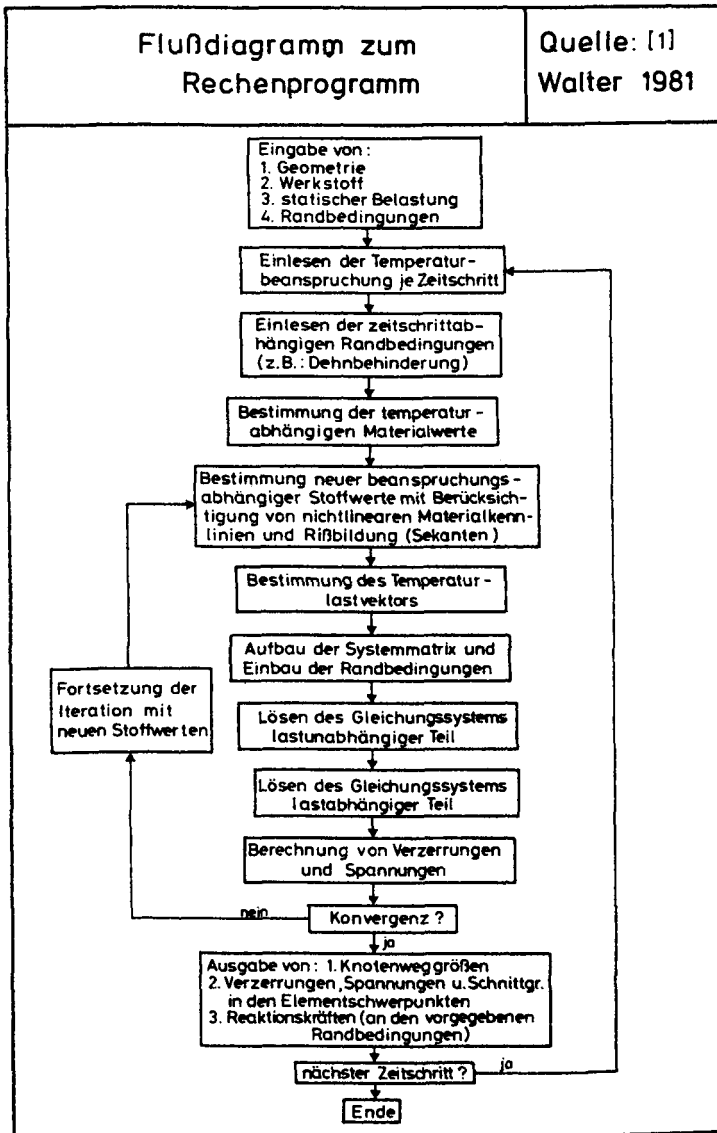


Bild 3: Flußdiagramm zum Rechenprogramm

3. Materialgesetze

Das Programm arbeitet mit dem ebenen Spannungszustand (keine Spannung senkrecht zur Plattenebene).

Der Beton wird mit einem biaxialen Stoffgesetz beschrieben. Dabei wird von der Hypothese ausgegangen, daß auch bei erhöhten Temperaturen bei biaxialen Druck die Bruchfestigkeit über der Prismendruckfestigkeit liegt. Die Formulierung von SELVAM/ALDRIDGE [5] wurde auf hohe Temperaturen angewendet (Bild 4).

Das biaxiale Verhalten des Betons bei großen Temperaturen wird erst jetzt vom Teilprojekt B 3 untersucht, so daß die verwendeten Rechenwerte nicht experimentell abgesichert sind!

Den Einfluß der Temperatur auf einige wichtige Werkstoffkenngrößen für Beton und Stahl zeigt das Bild 5. Es fällt auf, daß mit steigender Temperatur die Festigkeiten fallen und die Verformbarkeit zunimmt. Jeder dieser Rechenwerte liegt in einem breiten Streuband von Meßwerten.

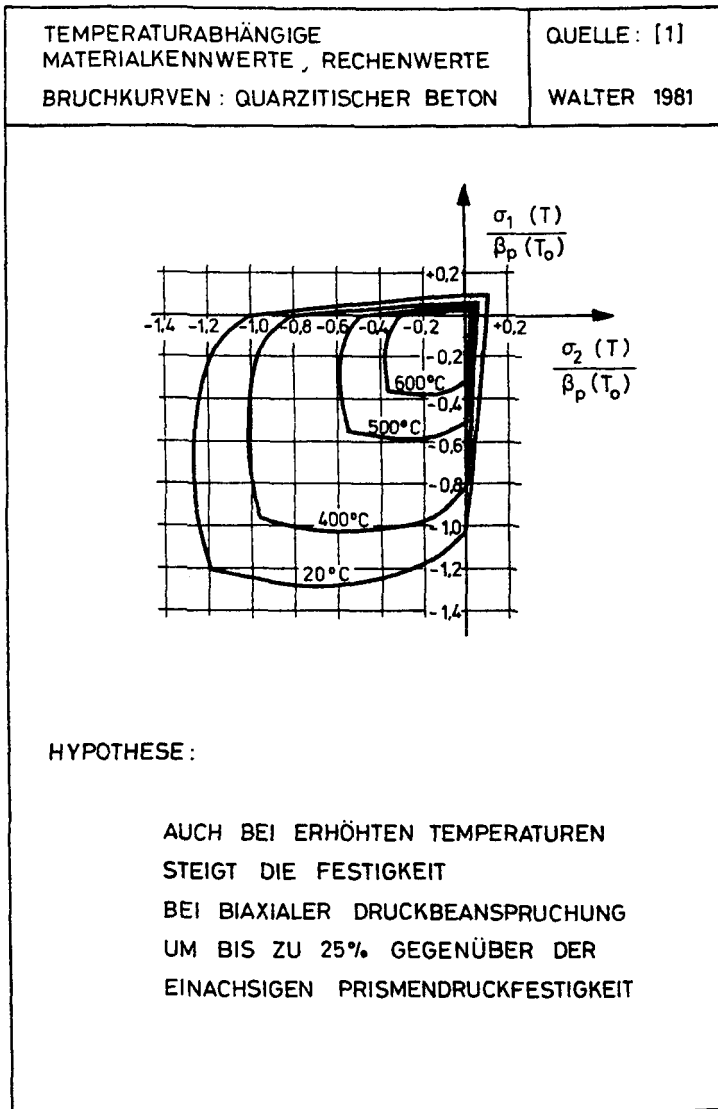


Bild 4: Temperaturabhängige Materialkennwerte, Rechenwerte;
 Bruchkurven: Quarzitischer Beton

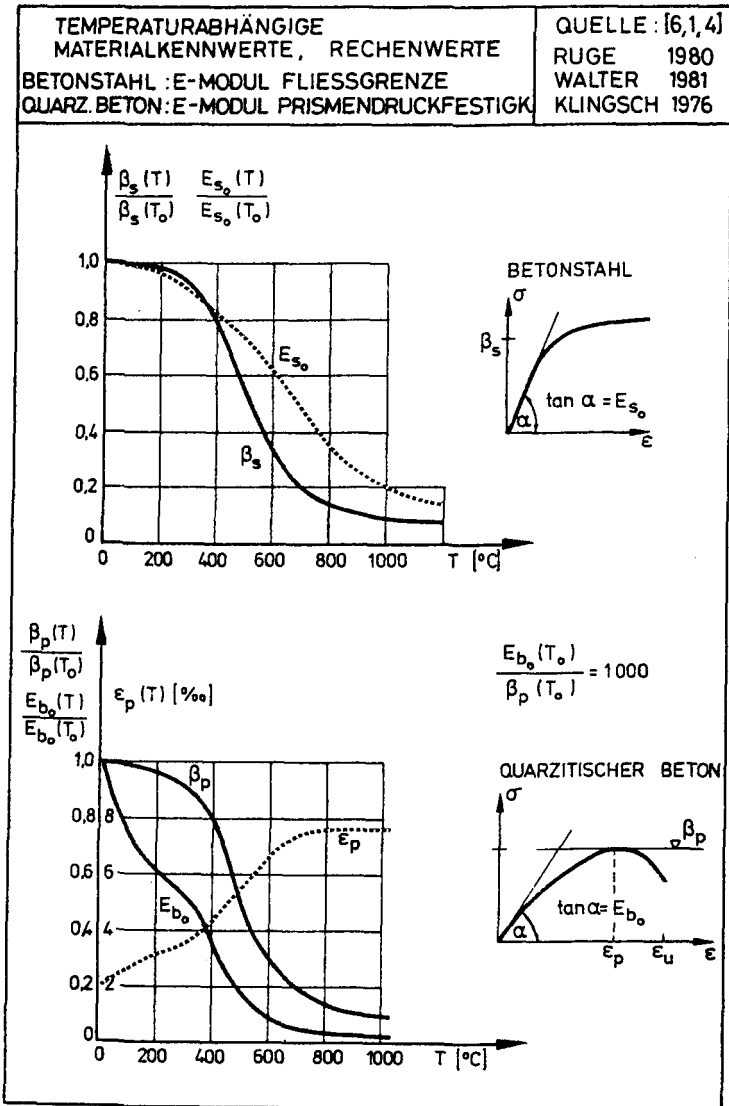


Bild 5: Temperaturabhängige Materialkennwerte, Rechenwerte;

Betonstahl: E-Modul Fließgrenze

Quarz. Beton: E-Modul Prismendruckfestigkeit

4. Rechenergebnisse

Die hier gezeigten Rechenergebnisse sollen dokumentieren, daß das Programm generell in der Lage ist, die anstehenden Probleme zu bearbeiten. Die stellenweise gute Übereinstimmung von Versuchs- und Rechenergebnissen darf jedoch nicht als Beweis dafür mißverstanden werden, daß das Programm schon einwandfrei arbeitet.

In Bild 6 sind gerechnete und gemessene Mittendurchbiegungen von randgestützten Quadratplatten mit und ohne Dehnbehinderung dargestellt. Mit der Dehnbehinderung wird die kalte Umgebung des $5 \times 5 \text{ m}^2$ großen beflamnten Teils in der Mitte einer Geschoßplatte simuliert. Im Versuch geschieht dieses durch weggesteuerte horizontal wirkende Pressen am Plattenrand in Höhe der Plattenunterseite. Die Weg-Zeit-Kurve ergab sich aus Berechnungen nach [1] bei einem Anteil der beflamnten an der gesamten Fläche von ca. 11 %. Dies stellt eine vergleichsweise schwache Dehnbehinderung dar. Für die Berechnung wurden die Symmetrieeigenschaften der Platte genutzt und nur ein Viertel gerechnet. Dieses Plattenviertel ist lediglich in acht Elemente unterteilt. Jedes Element besteht aus 10 Beton- und 4 Stahlschichten (für die obere und untere Bewehrung je Richtung eine). Die Rechnung erfolgte in Zeitschritten von 5 Minuten. Sie wurde bei der dehnbehinderten Platte nach 50 Minuten Branddauer und bei der nicht gezwängten Platte nach 40 Minuten Branddauer abgebrochen, da das Konvergenzkriterium nicht erfüllt wurde.

Der Vergleich der Kurven zeigt jedoch, daß die Zwängung sowohl im Versuch als auch rechnerisch die Durchbiegungen der Platte verringert. Der "Knick" in der Weg-Zeit-Kurve zur 30. Minute wird auch vom Programm wiedergegeben. Dies ist ein Zeichen dafür, daß die Rechnung die tatsächlichen Verhältnisse gut erfassen kann.

Durch eine Dehnbehinderung wird der Versuchskörper stabilisiert. Vorgegebene Weggrößen brauchen vom Programm nicht berechnet zu werden und erleichtern das Erreichen der Konvergenz dann, wenn sie das Bauteil zwingen, so daß der Spannungszustand mehr in den Druckbereich geschoben wird.

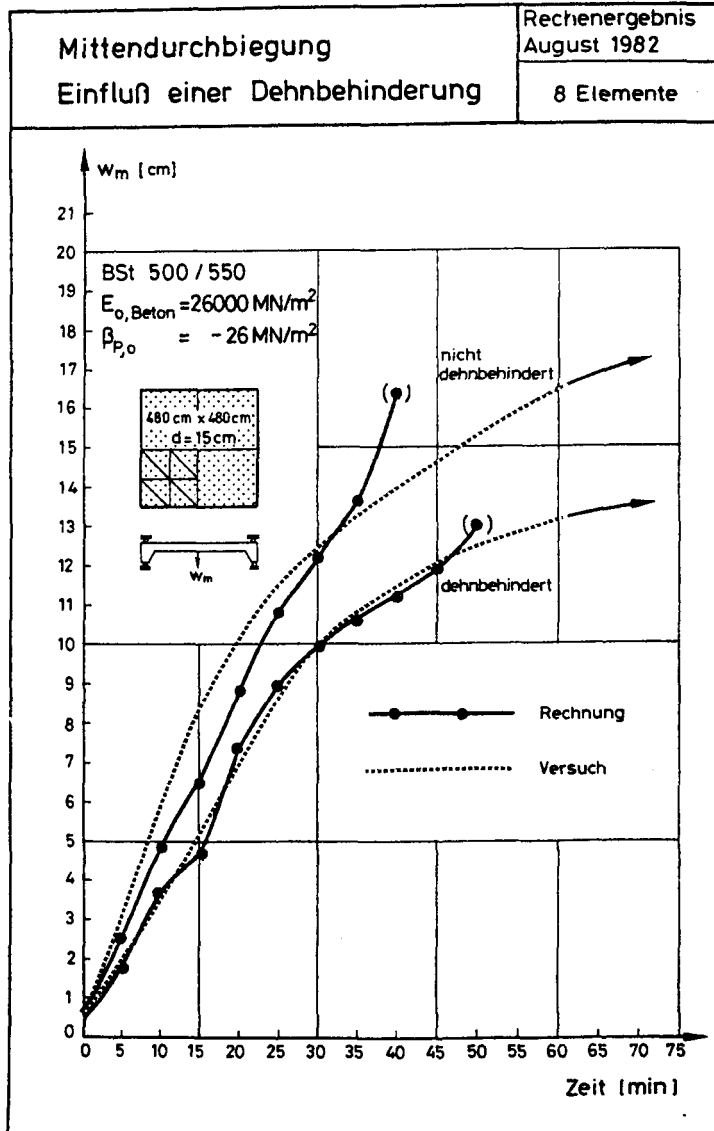


Bild 6: Mittendurchbiegung; Einfluß einer Dehnbehinderung

Das nächste Bild zeigt den Dehnungs- und Spannungszustand der schwach gezwängten Platte zur 30. Minute Brandbeanspruchung in Plattenmitte (Bild 7).

Hier fällt besonders auf, daß trotz der großen Durchbiegung von ca. 10 cm in Plattenmitte die Gesamtdehnungen im unteren, dem Feuer direkt ausgesetzten Bereich vollständig von den thermischen Dehnungen überdrückt werden!

Der zugehörige Spannungszustand weist auch Druckspannungen an der beflaminten Oberfläche aus. Während der Versuche sind dort auch keine Risse beobachtet worden. Bei den nicht bis zum Versagen geprüften Platten konnten erst nach dem Abkühlen auch an der Plattenunterseite Risse festgestellt werden, wenn sich die thermischen Dehnungen abgebaut hatten und eine große plastische Verformung geblieben war. Bei den bis zum Bruchzustand geprüften Platten zeigten auch die beflaminten Flächen Risse.

Risse an der Plattenoberseite (Bild 8) treten sowohl rechnerisch als auch im Versuch bereits nach ca. 5 Minuten Branddauer in den Eck- und Randbereichen auf. Der berechnete Dehnungszustand senkrecht zu einem Oberflächenriß in der Nähe der Plattenecke zeigt große Zug-Dehnungen an der Oberfläche. Beobachtung und Berechnung der Rißrichtung stimmen überein. Dieses Rechenergebnis läßt sich sicher schon dahingehend verallgemeinern, daß einer obenliegenden Bewehrung am Plattenrand und besonders an den festgehaltenen Ecken im Brandfall eine besondere Bedeutung zukommt! Das Überdrücken der Zugzone der Platten konnte auch mit den Versuchsergebnissen nachgewiesen werden.

Der Einfluß einer statischen gleichförmigen Flächenlast auf das Tragverhalten ist rechnerisch mit einem Rechenlauf an einer Rechteckplatte untersucht worden. Dort beträgt der Anteil der statischen Last an der Gesamtdurchbiegung innerhalb der ersten 30 Minuten der Branddauer lediglich ca. 10 %. Diese Platte war unter alleiniger Wirkung der statischen Last rechnerisch noch ungerissen (Zustand I).

Die richtige Erfassung der Temperaturverteilung ist unbedingte Voraussetzung zur Erzielung von wirklichkeitsnahen Rechenergebnissen.

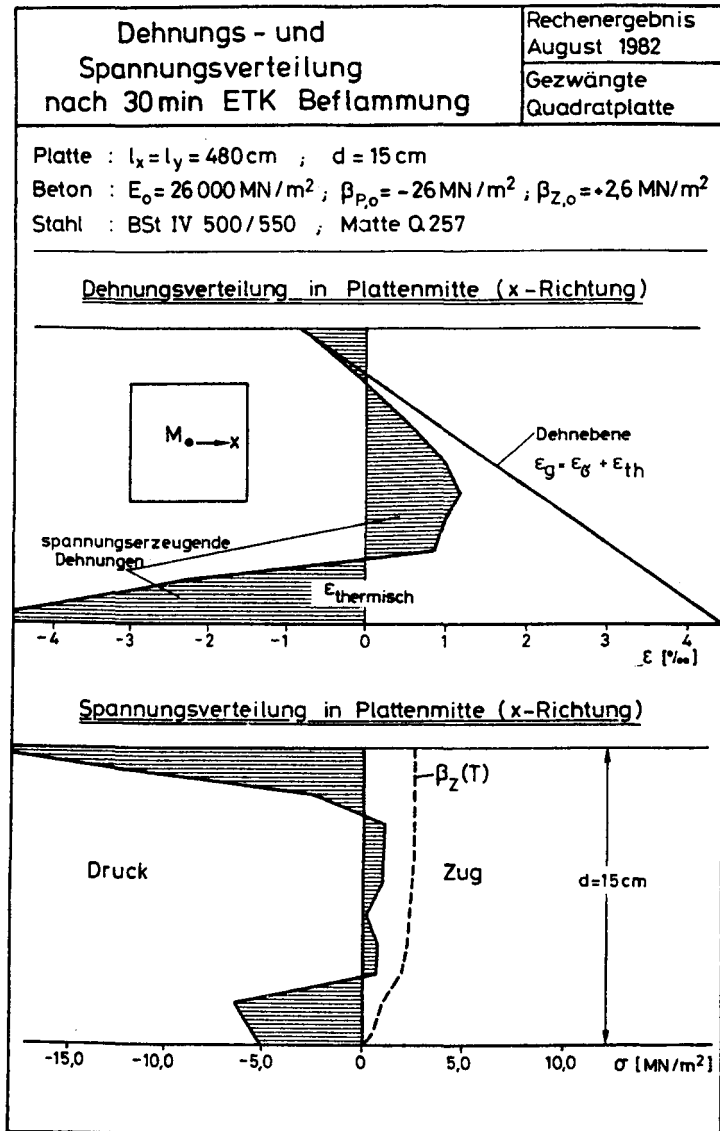


Bild 7: Dehnungs- und Spannungsverteilung nach 30 min ETK-Beflammung

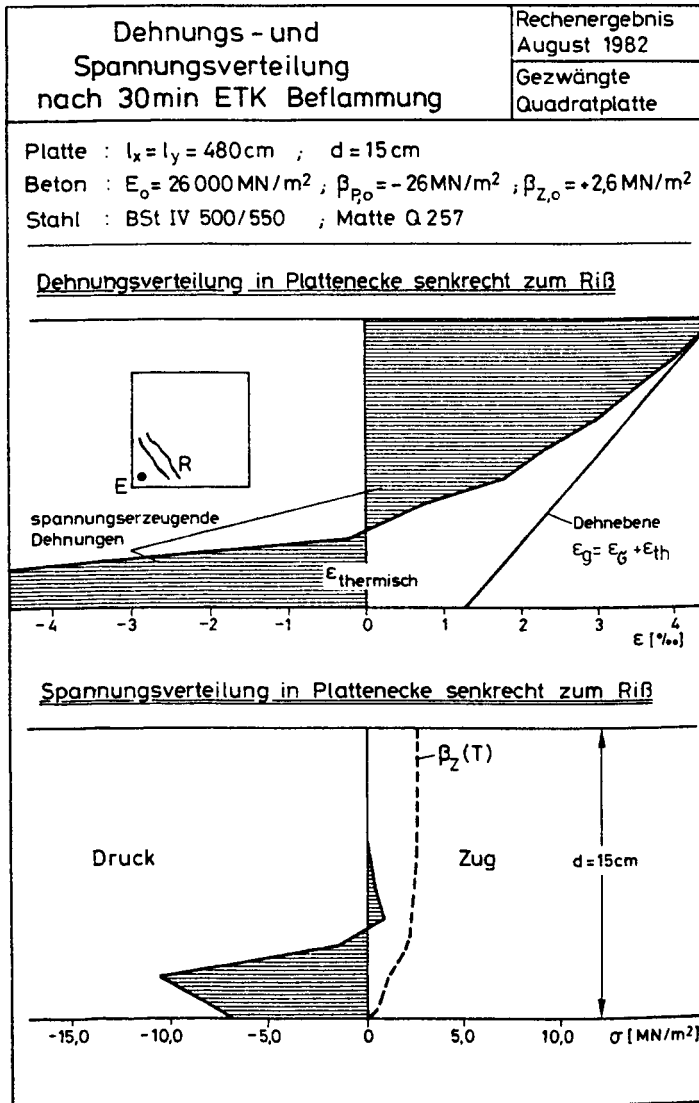


Bild 8: Dehnungs- und Spannungsverteilung nach 30 min ETK-Beflammung

5. Weitere erforderliche Arbeiten

Es muß an dieser Stelle noch einmal darauf hingewiesen werden, daß hier erste Rechenergebnisse vorgestellt werden und sich das Programm noch in der Entwicklungsphase befindet. Alle Rechenläufe brachen weit vor der Feuerwiderstandsdauer der untersuchten Platten aus Konvergenzgründen ab.

Insbesondere erscheint es dringend erforderlich, das Iterationsverfahren so zu verändern, daß die Konvergenz beschleunigt und diese auch bei größeren Branddauern herbeigeführt wird.

Außerdem muß geklärt werden, welchen Einfluß allgemeine Eingangsparameter auf das Rechenergebnis haben. Dies sind unter anderen:

- Zahl und Anordnung der Elemente,
- Zahl der Schichten,
- Wahl der Konvergenzschranken,
- Wahl der Zeitschrittgröße.

Angesichts der großen Verformungen muß überlegt werden, ob die Theorie kleiner Verformungen beibehalten werden kann und ob und evtl. wie auch geometrische Nichtlinearitäten berücksichtigt werden müssen! Die Verknüpfung zwischen den Knotenweggrößen und den Dehnungen in den Elementen ist dann nicht mehr konstant, sondern hängt von der Größe der Knotenfreiheitsgrade ab und muß somit in jedem Iterationszyklus neu bestimmt werden.

Solche Programmerweiterungen hätten jedoch zwangsläufig eine extreme Erhöhung der Rechenzeiten zur Folge.

Unabhängig davon müssen die neuesten wirklichkeitsnahen Erkenntnisse des Teilprojekts B 3 über das biaxiale Verhalten des Betons bei hohen Temperaturen in das Programm eingearbeitet werden.

6. Literatur

- [1] Walter, R.: Partielle brandbeanspruchte Stahlbetondecken. Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 1981.
- [2] Mehlhorn: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben "Berechnung von dünnen Stahlbetonplatten bei Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens." Technische Hochschule Darmstadt, Vor-exemplar, 1980.
- [3] Kristjansson, R.: Physikalisch und geometrisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten mit Hilfe Finiter Elemente. Dissertation, Techn. Hochschule Darmstadt, 1977.
- [4] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 1976.
- [5] Selvam, V.K.M.; Aldridge, W.W.: Diskussionsbeitrag zu: Lin, Nilson, Slate: Stress-Strain Response and Fracture of Concrete and Biaxial Compression. ACI-Journal, Nov. 1972, S. 710.
- [6] Ruge, J.; Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1978 - 1980, Teil II, B 4.

Vorspannung ohne Verbund
im Brandfall

von

Dipl.-Ing. E. Richter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	A 2 - 4 - 2
2. Rechnerische Grundlagen	A 2 - 4 - 2
3. Rechenergebnisse	A 2 - 4 - 4
3.1 Statisch bestimmt gelagerter Plattenstreifen	A 2 - 4 - 4
3.2 Durchlaufender Plattenstreifen	A 2 - 4 - 7
3.3 Versuchsnachrechnung	A 2 - 4 - 9
4. Ausblick	A 2 - 4 - 12
5. Literatur	A 2 - 4 - 13

1. Einleitung

Spannbeton ohne Verbund wird seit vielen Jahren in den USA und seit Anfang der 70er Jahre auch in einigen Ländern Europas erfolgreich angewendet. Nach Veröffentlichung des Normenentwurfs DIN 4227 Teil 6: Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund [1] im Mai 1982 besteht auch für die Bundesrepublik Deutschland die Möglichkeit, diese Bauart mit Spanngliedern ohne Verbund vermehrt anzuwenden.

Im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig wurden im Frühjahr 1982 zwei Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund im Brandversuch geprüft. Parallel zu den experimentellen Untersuchungen, die im Rahmen eines Forschungsvorhabens [2] durchgeführt wurden, wurde im Sonderforschungsbereich 148 ein Rechenprogramm entwickelt, um das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund auf rechnerisch-analytischem Wege zu studieren.

2. Rechnerische Grundlagen

Bei Berechnung Vorspannung ohne Verbund tritt die Verträglichkeitsbedingung der Verschiebungen anstelle der im Fall Vorspannung mit Verbund gültigen Verträglichkeit der Dehnungen. Damit kann die Zugkraft im Spannstahl nicht mehr wie üblich mit der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte und der Gleichgewichtsbetrachtung an einem Querschnitt bestimmt werden. Es ist notwendig, das Formänderungsverhalten des Gesamttragwerks bei der Berechnung der auftretenden Spanngliedkraft zu berücksichtigen.

$$\epsilon_z = \epsilon_{z,0} + \frac{1}{l} \int_0^l \epsilon_{b,z} dx \quad (1)$$

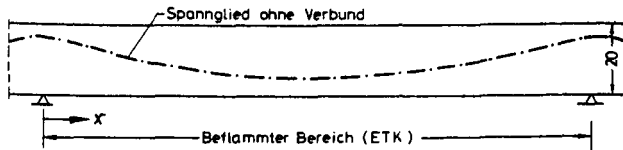
In Gleichung (1) bedeuten ϵ_z die Spannstahldehnung, $\epsilon_{z,0}$ die zum Vorspannen erforderliche Vordehnung im Spannstahl und $\epsilon_{b,z}$ die Betondehnung in Höhe der Spanngliedachse. Im Brandfall müssen infolge des unterschiedlichen temperaturabhängigen Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Spannstahl und Beton die lastabhängigen Dehnungen ϵ_z und $\epsilon_{b,z}$ temperaturabhängig berücksichtigt werden; außerdem erfordert das unterschiedliche thermische Ausdehnungsverhalten von Beton und Spannstahl die Berücksichtigung der lastunabhängigen Dehnungen $\epsilon_{b,th}$ und $\epsilon_{z,th}$ in der Verträglichkeitsbedingung.

$$\int_0^l (\epsilon_z - \epsilon_{z,0} + \epsilon_{z,th}) dx = \int_0^l (\epsilon_{b,z} + \epsilon_{b,th}) dx \quad (2)$$

In Gleichung (2) bezeichnen ϵ_z und $\epsilon_{b,z}$ die inneren Zwangsdehnungen des Spannstahls sowie des Betons.

Werden die Spannglieder mit variabler Höhenlage zwischen den Auflagerpunkten verlegt (z. B. parabolisch geführte Spannglieder), so verursacht das Temperaturprofil entlang der Stabachse (Bild 1), daß veränderliche Spannstahldehnungen $\epsilon_z = \epsilon_z(T, x)$ in Balkenlängsrichtung zur Aufnahme der konstanten Vorspannkraft $Z(T) = \sigma_z(T) \cdot A_z$ aktiviert werden.

Plattenstreifen VoV-1: Spanngliedlage



Temperatur am Spannstahl

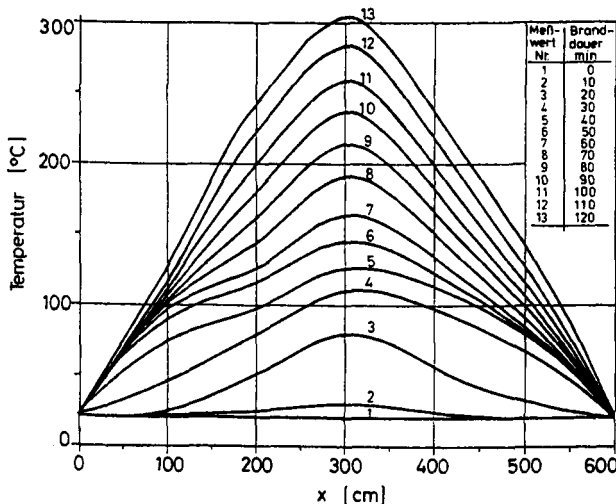


Bild 1: Temperaturverlauf im Spannstahl, Plattenstreifen VO1-1 [2]

In Bild 2 ist für den Spannstahl der Zusammenhang zwischen Temperatur-, Zwangsdehnung- und Spannungsverteilung bei parabolisch geführtem Spanngliedverlauf dargestellt.

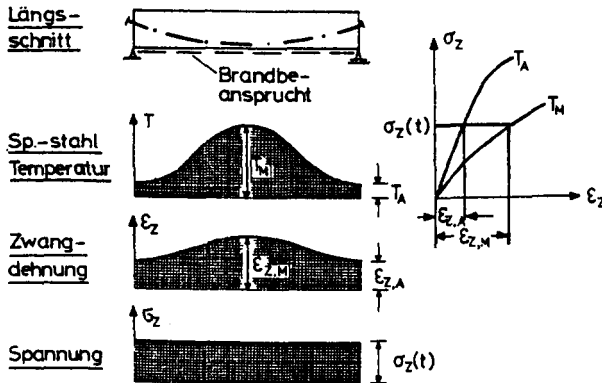


Bild 2: Temperatur-, Zwangsdehnung und Spannungsverteilung im Spannstahl bei gekrümmter Spanngliedführung (Prinzip)

Die Verträglichkeitsbedingung entsprechend Gleichung (2) muß im Brandfall iterativ gelöst werden. Im vorliegenden Rechenprogramm wird als Eingangsgröße im ersten Rechenschritt eine über die Spanngliedlänge konstant wirkende Vorspannkraft geschätzt und als äußere Belastung auf das Bauteil aufgebracht. Sie wird iterativ so lange verändert, bis die Verträglichkeitsbedingung in einer vorgegebenen Fehlerschranke erfüllt ist. Vorausgesetzt wird dabei Reibungsfreiheit zwischen Spannglied und Beton.

3. Rechenergebnisse

3.1 Statisch bestimmt gelagerter Plattenstreifen

Für die Berechnung des statisch bestimmt gelagerten Plattenstreifens wurden Querschnittsabmessungen $b/d = 40/20$ cm zugrundegelegt. Die Spannstahlbewehrung bestand aus 2 Litzen, Durchmesser 0,6", St 1570/1770. Die Vorspan-

nung betrug $\sigma_{z,0} = 1000 \text{ N/mm}^2$. Als Brandbelastung wurde die Normbrandkurve der DIN 4102 (ETK) vorgegeben.

Zunächst wurde für den Plattenstreifen die Auswirkung unterschiedlich hoher Streckenlasten auf die Spannkraftveränderung während des Brandverlaufs untersucht. Die Ergebnisse der Berechnungen sind im Bild 3 als Spannungszuwachs über der Branddauer dargestellt.

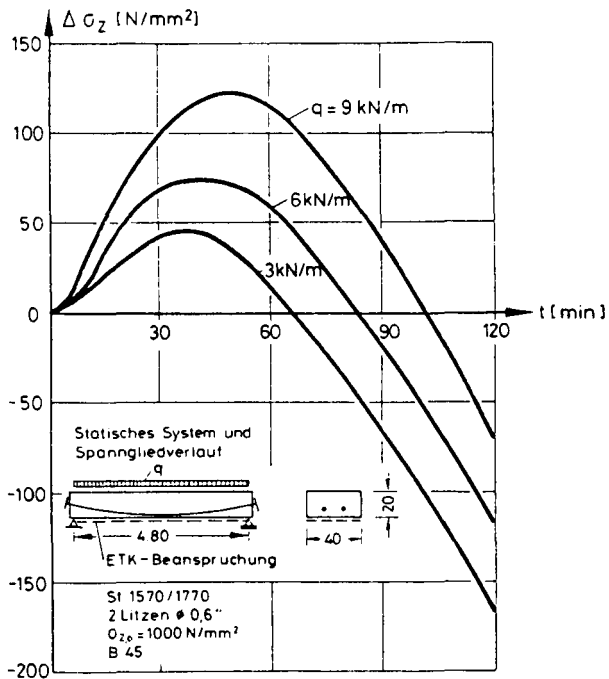


Bild 3: Berechneter Spannungszuwachs $\Delta \sigma_z$ beim Einfeldträger

In der ersten Phase des Brandes steigen die Spannstahlspannungen an, erreichen ein Maximum zwischen der 40. und 50. Minute Branddauer und fallen dann annähernd linear ab, wobei für höhere Branddauern ein deutliches

Unterschreiten der Ausgangsspannung ermittelt wurde. In der ersten Phase des Brandablaufs bewirkt die größer werdende Bauteilverformung eine zusätzliche Dehnung im Spannstahl und damit einen Anstieg der Spannstahlspannung. Erst mit zunehmender Erwärmung überwiegt der temperaturabhängige Festigkeitsverlust im Spannstahl, und es kommt - trotz weiter ansteigender Verformungen - zu einer Abnahme der Spannstahlspannung. Im Bild 4 ist der Zusammenhang zwischen Spannungs- und Verformungszunahme während der Brandbeanspruchung für verschiedene Belastungsgrade aufgezeigt. Bei den niedrig belasteten Einfeldträgern erkennt man aus dem frühzeitigen Abfall des Spannungszuwachses den fehlenden spannungssteigernden Einfluß infolge Trägerverformung. Zum Vergleich ist in Bild 4 die Näherung für die Berechnung des Spannungszuwachses im Spannglied nach DIN 4227 Teil 6

$$\Delta\sigma_z = \frac{3 \cdot f \cdot h}{l \cdot L} E \quad (3)$$

gestrichelt eingetragen.

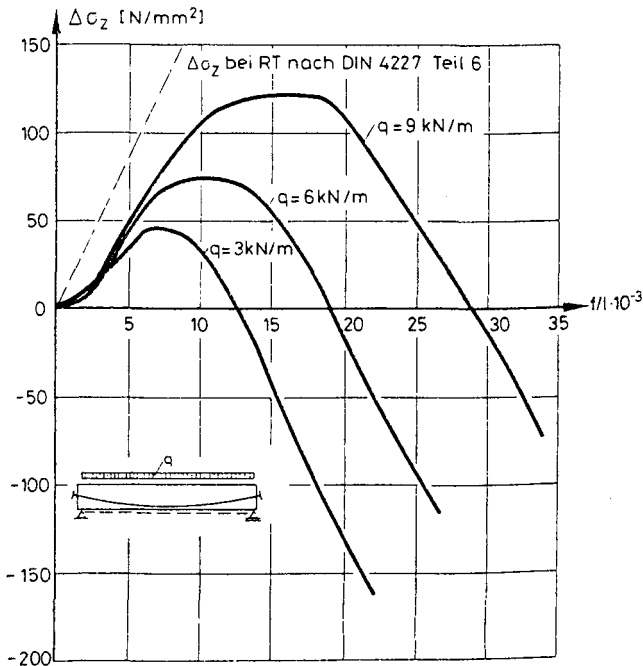


Bild 4: Berechneter Spannungs- und Durchbiegungszuwachs beim Einfeldträger

3.2 Durchlaufender Plattenstreifen

Die Anwendung des bisher beschriebenen Rechenmodells auf Durchlaufkonstruktionen erfordert bei Beibehaltung des Einfeldmodells die Berücksichtigung der äußeren Widerstände aus den angrenzenden Bauteilen. Im vorliegenden Rechenprogramm simulieren voneinander unabhängige Beton- und Spannstahlfedern an den Auflagern des Einfeldträgers die Steifigkeit der benachbarten Bauteile (Bild 5, aus [3]).

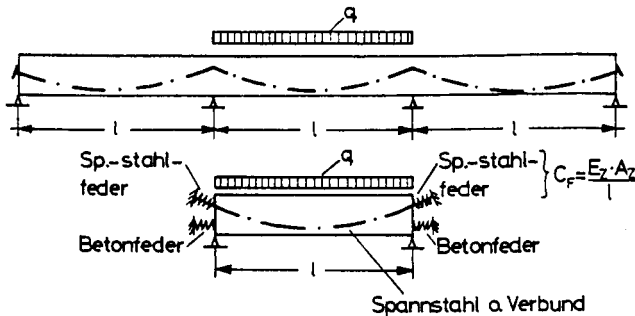


Bild 5: Einfeldträger mit Beton- und Spannstahlfedern, aus [3]

Die Rotations- und Dehnbehinderung bewirkt bei biegebeanspruchten Bauteilen in der Regel, daß während des Brandgeschehens der Last entgegenwirkende Zwangsschnittgrößen entstehen und dadurch gegenüber nicht verformungsbehinderten Bauteilen größere Feuerwiderstandsdauern erreicht werden. Im Brandfall wird das Trag- und Verformungsverhalten im hohen Maß von der richtigen Wiedergabe der im Bauwerk vorhandenen Auflagerrandbedingungen beeinflusst [4].

Rechnerisch wurde zunächst die Auswirkung von federnd verankerten Spanngliedern auf den Spannungszuwachs im Spannstahl während des Brandes untersucht. Die Federsteifigkeit wurde entsprechend einem am Auflager angrenzenden Plattenfeld festgelegt (siehe Bild 5). Im Bild 6 sind die berechneten Spannungszuwächse für unterschiedliche Belastungen über die Branddauer aufgetragen.

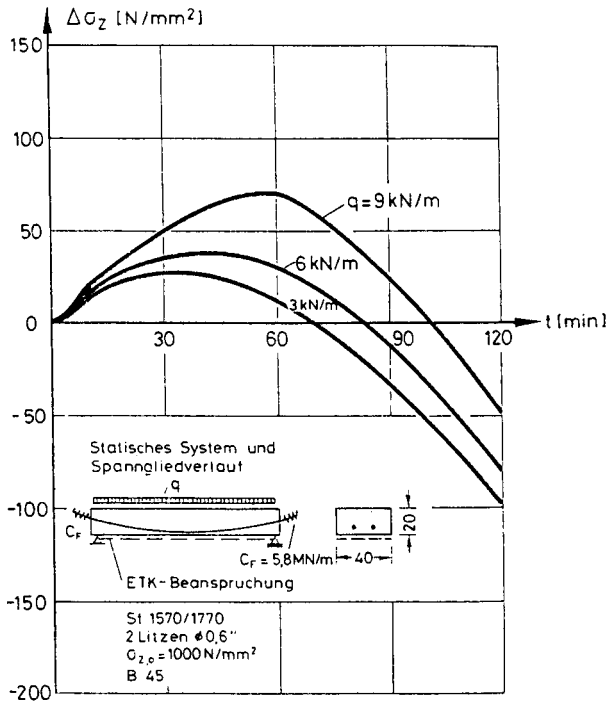


Bild 6: Berechneter Spannungszuwachs $\Delta\sigma_z$ beim Einfeldträger mit federnd verankerten Spanngliedern

Im Vergleich mit den starr verankerten Spanngliedern (Bild 3) ergeben sich deutliche Reduzierungen der Spannungszuwächse. Das führt dazu, daß für höhere Branddauern bei den federnd verankerten Spanngliedern auch geringere Spannungsabnahmen - $\Delta\sigma_z$ auftreten und damit die zeitabhängige Vorspannkraft $Z(t) = \sigma_z(t) \cdot A_z$ größer bleibt als bei den starr verankerten Spanngliedern.

3.3 Versuchsnachrechnung

Für die Nachrechnung der Brandversuche an Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund aus [2] wurden keine Betonfedern, sondern die im Versuch am Auflager gemessenen Zwangsmomente berücksichtigt. Im Bild 7 sind die während des Brandversuchs gemessenen und die berechneten Veränderungen der Vorspannkraft aufgetragen.

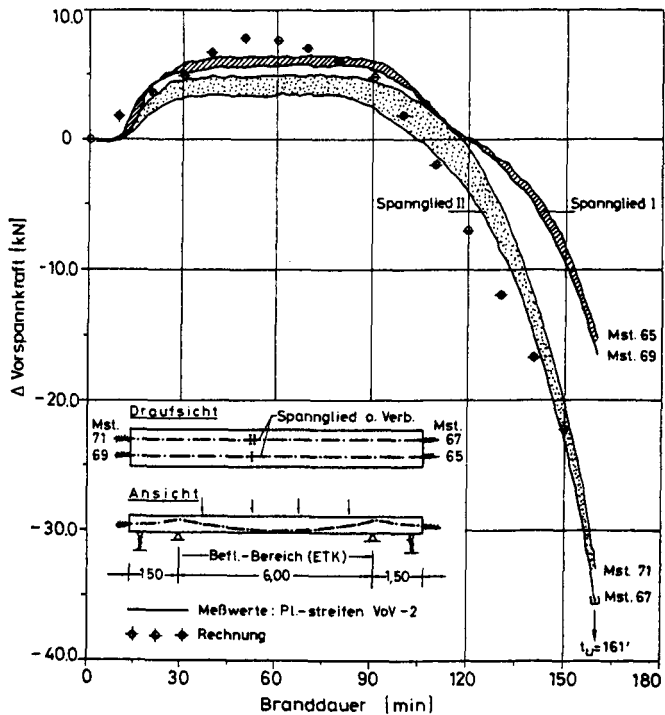


Bild 7: Veränderung der Vorspannkraft, Plattenstreifen VOV-2 aus [2]

Im Versuch versagte der Plattenstreifen nach 161 Minuten Branddauer in Feldmitte durch schlagartigen Bruch von Spannglied II. Die mittlere Spannstahltemperatur betrug $T = 383\text{ }^{\circ}\text{C}$. Bei einem holländischen Brandversuch [5] an einem Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund wurde auch der Bruch der Spannglieder als Versagensursache beobachtet.

Die Nachrechnung des in Braunschweig durchgeführten Versuchs ergab, daß nach 120 Minuten Branddauer in Feldmitte im Spannstahl Zwangdehnungen $\epsilon_z > 20\%$ vorhanden waren. Für benachbarte Plattenbereiche ergaben sich infolge der geringeren Spannstahltemperatur deutlich geringere Zwangdehnungen.

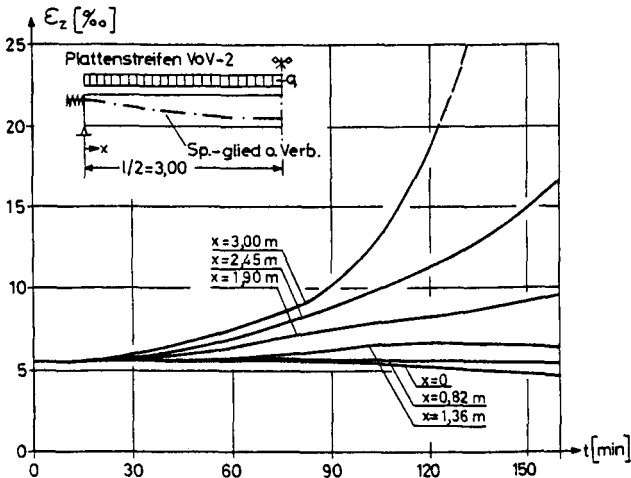


Bild 8: Berechnete Zwangdehnungen für Plattenstreifen VOV-2 aus [2]

Die Bilder 9 und 10 zeigen den Bruchquerschnitt des Spannglieds II sowie den zerstörten Korrosionsschutzmantel im Bereich des Bruchquerschnitts.

Der zerstörte Korrosionsschutz führt zu einem Anwachsen der Reibung zwischen Spannglied und Beton. In Zusammenhang mit dem in Bild 8 dargestellten Anwachsen der Zwangdehnungen läßt sich folgende Modellvorstellung für das schlagartige Versagen der Spannglieder entwickeln:

Wird im Bauteil mit zunehmender Erwärmung die Reibungsfreiheit des Spanngliedes behindert und damit die temperaturabhängige Zwangdehnungsentwicklung gestört, so kommt es zu einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung in Spanngliedlängsrichtung. Mit fortschreitender Branddauer wird die Spannungsdifferenz zwischen den einzelnen Spanngliedabschnitten so groß, daß es nach Überwindung der Reibung zu einem schlagartigen Versagen des Spanngliedes im Bereich der höchsten Erwärmung (Feldmitte) kommt.

Im Rechenprogramm kann der Verlust an Gleitfähigkeit zwischen Spannstahl und Beton bisher nicht erfaßt werden; der Versagenszeitpunkt wird so programmintern durch Festlegung maximaler Zwangdehnungen bei $\epsilon_z = 20 \%$ definiert.

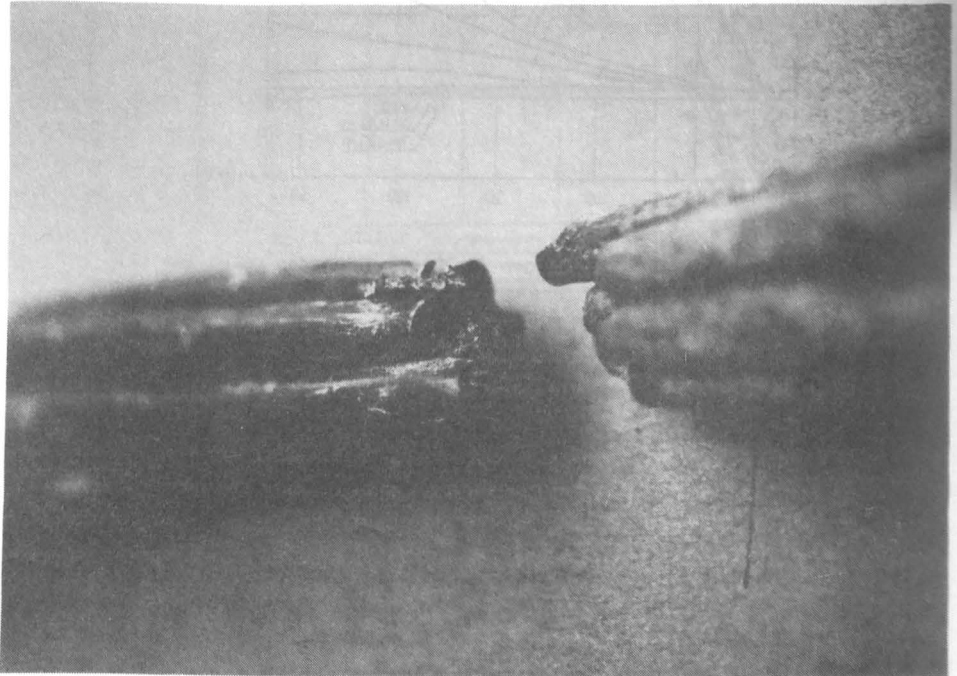


Bild 9: Bruchquerschnitt von Spannglied II; Plattenstreifen VOV-2

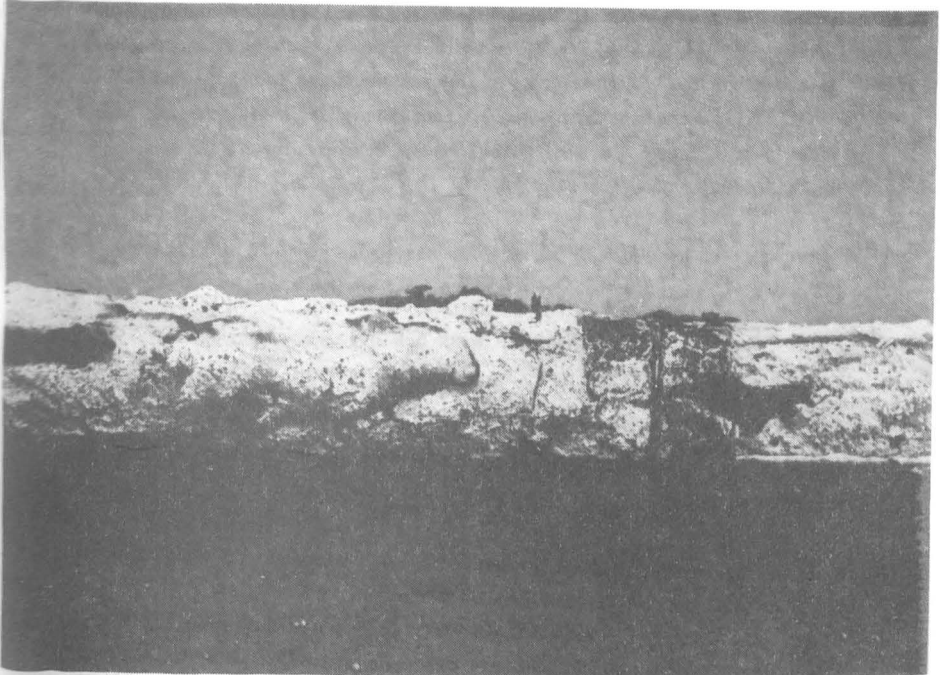


Bild 10: Zerstörter Korrosionsschutz in Feldmitte nach 161 Minuten
Branddauer; Plattenstreifen VOV-2

4. Ausblick

Das vorstehend beschriebene Rechenprogramm bietet die Möglichkeit, die Ergebnisse von Brandversuchen an Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund durch numerisch-analytische Untersuchungen zu ergänzen und zu erweitern. Hinsichtlich der geringen Anzahl bisher durchgeführter Brandversuche an Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund erscheint dieser Weg, detaillierte Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten dieser Bauteile zu erlangen, erfolgversprechend.

Eine weitere Überprüfung und Verbesserung des Rechenmodells, insbesondere zur Berechnung der Zwangsnittgrößen bei partiell beflamten Durchlaufsystemen, soll vorgenommen werden.

Durch das in den Brandversuchen beobachtete schlagartige Versagen der Vorspannbewehrung können bei mehrfeldrigen Tragsystemen auch Bauwerksabschnitte geschädigt werden, die außerhalb des brandbeanspruchten Bereichs liegen. Der Verlust der Vorspannung in diesen angrenzenden, nicht selbst vom Brand betroffenen Feldern, kann dort zu Folgeschäden führen, die u. U. die Gesamtstabilität des Bauwerks gefährden.

5. Literatur

- [1] DIN 4227 Teil 6: Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund, Vornorm, Mai 1982.

- [2] Richter, E.: Untersuchungen an Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung gemäß DIN 4102.
Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982 (in Vorbereitung).

- [3] Ritz, P.: Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund. Dissertation Nr. 6137 der ETH Zürich, 1978.

- [4] Haksever, A., Walter, R.: Dehnbehinderte Stahlbetonplattenstreifen und π -Platten im Brandfall.
Bericht A2-2 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1980.

- [5] Gantvoort, E.J.: The Behaviour of a continuous Slab, prestressed by unbonded Tendons during a Fire-test. Information sheet, Institute TNO for Building Materials and Building Structures, 1979.

Tragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten
in baupraktischem Einbauzustand bei Brandbeanspruchung

- Versuchsergebnisse und Entwicklung eines Rechenmodells -

von

Dipl.-Ing. J. Wesche

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung, Problematik	A 2 - 5 - Seite 2
2. Gegenüberstellung von Ergebnissen aus Brandversuchen an ähnlichen Stahlbetondeckenplatten mit unterschiedlichen Randbedingungen	A 2 - 5 - Seite 3
3. Darstellung von Faktoren, die die Tragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten unter Brandbeanspruchung beeinflussen	A 2 - 5 - Seite 7
4. Entwicklung eines Rechenmodells	A 2 - 5 - Seite 8
4.1 Allgemeiner Rechenansatz	A 2 - 5 - Seite 8
4.2 Anwendung der Bruchlinientheorie am Beispiel einer einachsig gespannten, aber vierseitig gelagerten Rechteckplatte	A 2 - 5 - Seite 11
4.3 Übertragung auf die Beurteilung von Stahlbetondeckenplatten im baupraktischen Einbaustand	A 2 - 5 - Seite 13
5. Ausblick	A 2 - 5 - Seite 16
6. Literatur	A 2 - 5 - Seite 16

1. Einleitung, Problematik

Stahlbetondecken müssen in ihrer Funktion als Geschoß- oder Dachdecken in der Regel auch brandschutztechnische Anforderungen erfüllen, in sehr vielen Fällen wird eine Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 Teil 2 Ausgabe 1977 gefordert. Die z. Z. gültigen bauaufsichtlichen Vorschriften - u.a. DIN 4102 Teil 4 - 3/1981 - fordern für alle einachsig gespannten Stahlbetondeckenkonstruktionen, die in "F 90" eingestuft werden sollen, Zusatzmaßnahmen über die in DIN 1045 festgelegten Mindestanforderungen hinaus, z. B. in Form einer erhöhten Betondeckung der Feldbewehrung oder einer Verlängerung der Stützbewehrung.

Die in DIN 4102 Teil 4 fixierten Anforderungen basieren auf Ergebnissen von Brandversuchen an einachsig gespannten Plattenstreifen, die im Tragverhalten eher einem balkenartigen Tragwerk als einem Flächentragwerk entsprechen. Brandversuche an vierseitig gelagerten Platten [1], Brandversuche an Platten im natürlichen Einbauzustand im Rahmen der "Brandversuche Lehrte" [2] sowie die Auswertung zahlreicher Brandfälle [3] zeigten, daß Decken im Einbauzustand, auch wenn sie als einachsig gespannte Systeme gerechnet und ausgebildet wurden, erheblich längere Feuerwiderstandsdauern aufweisen als die entsprechenden Plattenstreifen.

Diese Sicherheitsreserve in DIN 4102 für bestimmte flächenartige Bauteile wie Stahlbetonplatten führt zu unwirtschaftlichen Konstruktionen durch Mehrverbrauch an Bewehrungsstahl und zusätzliche Lohnkosten für das Verlegen der "Brandschutzbewehrung".

Die vorliegende Arbeit sieht die Stahlbetondeckenplatte als Teil einer monolithischen Gesamtkonstruktion und beurteilt, aufbauend auf der Auswertung vorliegender Brandversuche aus Forschungsarbeiten und der Materialprüfung sowie untersuchter Schadensfeuer, den Einfluß verschiedener Parameter auf das Tragverhalten dieses Systems jeweils im Vergleich zur Stahlbetonplatte nach DIN 4102 (Plattenstreifen).

Hieraus ergibt sich eine Wichtung der verschiedenen Einflußfaktoren, die es ermöglichen, eine geschlossene Lösung der Tragmechanismen von brandbeanspruchten Stahlbetonplatten im praxisnahen Einbauzustand zu

erarbeiten. Den nachfolgenden Untersuchungen liegt der Normbrand (ETK) nach DIN 4102 Teil 2 zugrunde.

2. Gegenüberstellung von Ergebnissen aus Brandversuchen an ähnlichen Stahlbetondeckenplatten mit unterschiedlichen Randbedingungen

Der Einfluß des natürlichen Einbauzustandes auf das Brandverhalten von Stahlbetondeckenplatten läßt sich am eindrucksvollsten darstellen durch den Vergleich von Ergebnissen aus Brandversuchen an Decken, die im Hinblick auf die Dicke, die Stützweite und auf das gerechnete statische System vergleichbar sind, die jedoch im Hinblick auf die Lagerung unterschiedliche Randbedingungen aufweisen.


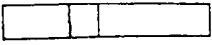



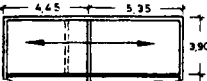
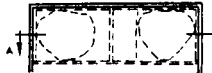
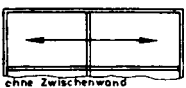
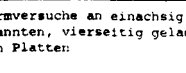
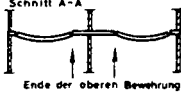
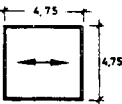

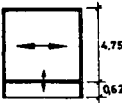

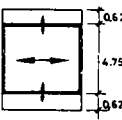

In der Tabelle 1 werden die hier verglichenen Versuche zusammengestellt und die jeweilige Rißbildung und der Zeitpunkt des Tragfähigkeitsverlustes dargestellt.

Eine Interpretation dieser Rißbilder und die folgenden Bilder 1 - 3 mit den ermittelten Momentenanstiegen über den rechnerisch angesetzten Zwischenauflagern bzw. über den statisch nicht berücksichtigten Seitenunterstützungen sowie der Vergleich der Durchbiegungswerte (Bild 3) lassen die unterschiedlichen Tragmechanismen erkennen.

Durch die Bildung der Zwängungsmomente sowohl über den statisch berücksichtigten Zwischenauflagern (Bild 1) als auch über den nicht berücksichtigten (Bild 2) findet die erwartete Entlastung der Feldmomente statt, die jedoch beim Plattenstreifen durch Bildung eines Gelenks am Ende der statisch erforderlichen Stützbewehrung aufgehoben wird (s. Tabelle 1, Zeile 1.1 und Bild 1) und damit ein vorzeitiges Versagen der Konstruktion hervorruft.

Dieses vorzeitige Versagen wird bei den gleichen Plattensystemen im natürlichen Einbauzustand trotz Rißbildung am Ende der obenliegenden Bewehrung verhindert (s. Tabelle 1, Zeile 2.1 und 2.2).

Tabelle 1: Zusammenstellung von vergleichbaren Brandversuchsergebnissen mit unterschiedlichen Randbedingungen.

Zeile	statisches System	Rißbildung und Verformung	Tragfähigkeitsverlust
1	Normversuche (Plattenstreifen)		
1.1	Bewehrung nach DIN 1045 	Draufsicht:  Schnitt:  Ende der oberen Bewehrung	54. min
1.2	System wie Zeile 1.1 Bewehrungsführung gemäß DIN 4102 Teil 4 (3/1981) (Verlängerung der Stützbewehrung und im Feld durchgehende obere Bewehrung)	Draufsicht:  Schnitt: 	> 90 min
2	Brandversuche Lehrte [2]		
2.1			> 120 min
2.2	mit Zwischenwand  ohne Zwischenwand 	Schnitt A-A:  Ende der oberen Bewehrung	> 90 min
3	Normversuche an einseitig gespannten, vierseitig gelagerten Platten:		
3.1	ohne Randeinspannung 	Rißbild (Draufsicht):  Bewehrungsstoß	> 85. min
3.2	einseitige Randeinspannung 	 Ende der oberen Bewehrung	105. min
3.3	zweiseitige Randeinspannung 	 Ende der oberen Bewehrung	102. min

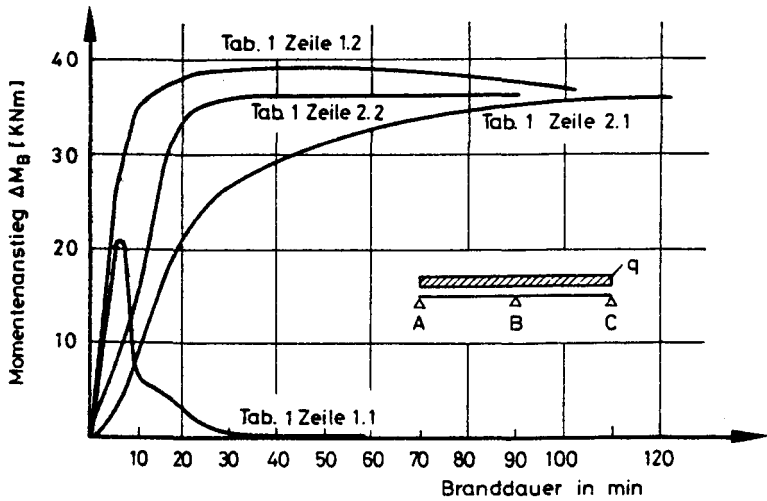


Bild 1: Gegenüberstellung des Momentenanstiegs über der Mittelstütze

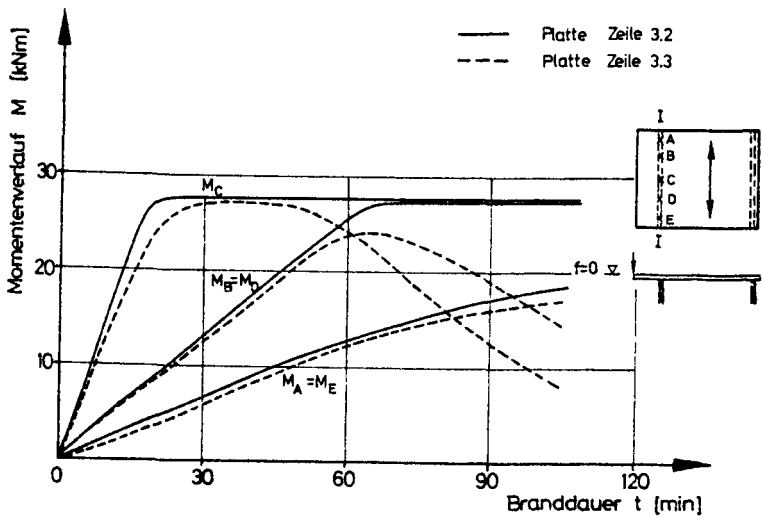
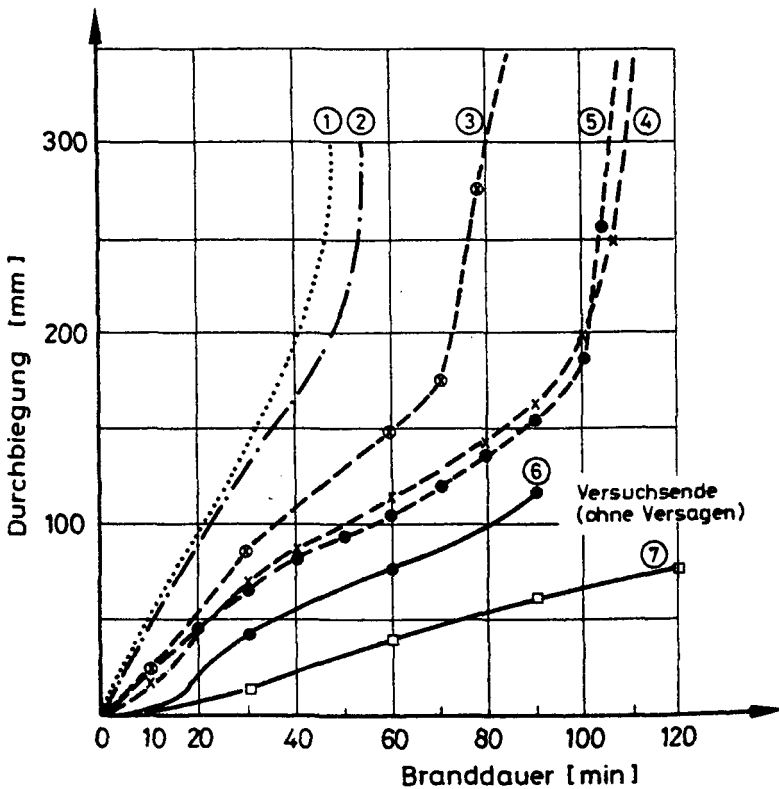


Bild 2: Momentenanstieg über dem konstruktiv eingespannten Rand I - I



- Vergleichswerte einachsig gespannter einfeldtrager Plattenstreifen ①
- · — Plattenstreifen Zeile 1.1 ②
- — — — ● Platte 1 (Zeile 3.1) ③
- x — — — x Platte 2 (Zeile 3.2) ④
- — — — ● Platte 3 (Zeile 3.3) ⑤
- — — — ● Platte Lehrte Zeile 2.2 ⑥
- — — — □ Platte Lehrte Zeile 2.1 ⑦

Bild 3: Gegenüberstellung der Mittendurchbiegungen verschiedener einachsig gespannter Plattensysteme

Eine Überlagerung verschiedener Einflußfaktoren verdeutlicht Bild 3 mit den unterschiedlichen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Einbausituation. Die Decken im realistischen Einbauzustand ("Brandversuche Lehrte") weisen infolge Addition mehrerer Einzelparameter die geringsten Durchbiegungswerte auf.

3. Darstellung von Faktoren, die die Tragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten unter Brandbeanspruchung beeinflussen

Die bislang vorliegenden Informationen ermöglichen eine Analyse des Einflusses verschiedener Einzelparameter auf die Feuerwiderstandsdauer und ihre Wichtung mit dem Ziel, bei der Beurteilung des Einzelfalles eine bessere Übertragbarkeit der Ergebnisse bei veränderten Randbedingungen zu gewährleisten.

Als - neben den in der "klassischen" Brandschutzbemessung berücksichtigten - wesentliche Einflußfaktoren auf die Feuerwiderstandsdauer von Deckenplatten sind zu betrachten

- die konstruktive Randeinspannung in Wände oder Randbalken,
- der konstruktive Querabtrag von einachsig gespannten Decken auf Wände parallel zur Spannrichtung und
- Schnittkraftumlagerungen über Zwischenwänden unter Berücksichtigung der erforderlichen konstruktiven Bewehrung über diesen Unterstützungen.

Dagegen wird im Rahmen dieser Arbeit Parametern wie

- Teilbeheizung von Plattenbereichen,
- Dehnungsbehinderung von beheizten Plattenbereichen durch angrenzende nicht beheizte Bauteile und
- Membranwirkung in Verbindung mit steiferen Randbauteilen

eine geringere Bedeutung zugewiesen.

Die konstruktive Randeinspannung kann in Abhängigkeit von der eingelegten Bewehrung und der die freie Endverdrehung der Decke behindernden Auflast eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer bis zu 20 Minuten bewirken [4].

Dem Einfluß des konstruktiven Querabtrages von einachsig gespannten Decken kommt entscheidende Bedeutung zu. In Abhängigkeit vom Stützweitenverhältnis [5], von der Querbewehrung und den Anschlußbauteilen ist eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer gegenüber dem entsprechenden einachsig gespannten Plattenstreifen von über 90 Minuten möglich.

Die Schnittkraftumlagerungen über statisch nicht berücksichtigten Zwischenwänden sind im allgemeinen nur in Verbindung mit dem konstruktiven Querabtrag wirksam, es sei denn, sie bewirken senkrecht zur Spannrichtung stehend eine Verkürzung der Stützweiten einer Decke.

Im folgenden Bild 4 wird der Einfluß des Querabtrages verdeutlicht an Platten mit gleicher Feldbewehrung und einer Betondeckung von $c = 1,0 \text{ cm}$.

Der Plattenstreifen (Bild 4a) weist gemäß DIN 4102 Teil 4 eine Feuerwiderstandsdauer von > 30 Minuten auf. Die entsprechende vierseitig gelagerte Platte ohne Randeinspannung (Bild 4b) erreicht eine Feuerwiderstandsdauer von fast 90 Minuten (s. Tabelle 1, Zeile 3.1).

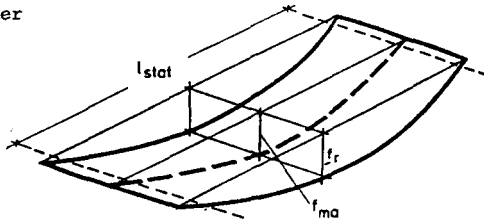
Durch eine mindestens einseitige Randeinspannung (Bild 4c) oder durch eine Verkürzung der Stützweite l_{quer} wird eine Feuerwiderstandsdauer von > 90 Minuten erreicht (s. Tabelle 1, Zeilen 3.2 und 3.3).

4. Entwicklung eines Rechenmodells

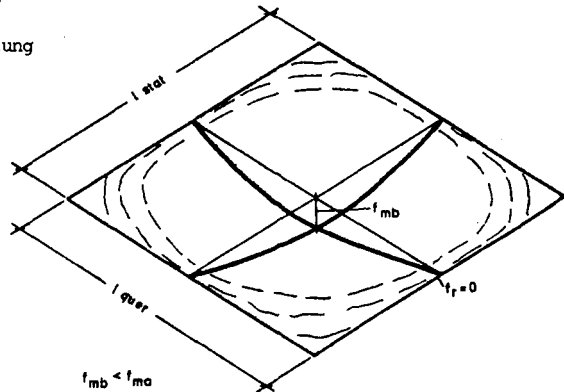
4.1 Allgemeiner Rechenansatz

Die vorliegende Arbeit geht von der Zielvorstellung aus, Stahlbetondeckenkonstruktionen ohne Änderung gegenüber der Ausführung nach DIN 1045 in bestimmte Feuerwiderstandsklassen gemäß DIN 4102 einzustufen. Das vereinfacht den Rechenaufwand ganz erheblich, da die Berechnung auf die Fragestellung zu reduzieren ist, ob die Tragfähigkeit eines Systems nach einer vorgegebenen Brandbeanspruchung erhalten ist oder nicht.

- a) zweiseitig gelagerter
Plattenstreifen



- b) vierseitig gelagerte Platte
 $l_{stat}/l_{quer} = 1,0$
ohne Randeinspannung



- c) vierseitig gelagerte Platte
 $l_{stat}/l_{quer} = 1,0$
mit konstruktiver
Randeinspannung

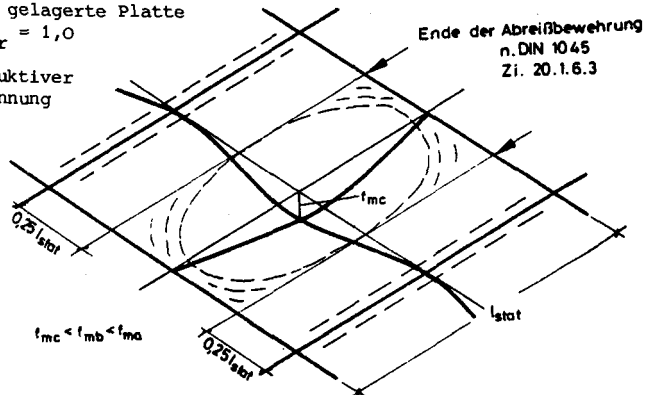


Bild 4: Verformungsverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten mit unterschiedlichen Randbedingungen

Während dieser instationären Brandbeanspruchung ändern sich das Temperaturfeld im Betonquerschnitt und die Materialkennwerte erheblich. Es gibt eine große Anzahl von Untersuchungen, die sich mit diesen Phänomenen beschäftigen.

Die Forscher kommen jedoch zum Teil zu unterschiedlichen Schlußfolgerungen, so daß es sich anbietet, Vereinfachungen in der Beschreibung der Temperaturabhängigkeiten der Baustoffe in Form von bilinearen Abhängigkeiten vorzunehmen.

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt daher zum definierten Zeitpunkt unter der vorgegebenen gleichmäßig verteilten Belastung und einem stationären Temperaturfeld, das es ermöglicht, die Erwärmung der Bewehrung in Abhängigkeit von der Betondeckung als einfache Gleichung anzugeben.

Um mit möglichst geringem mathematischen Aufwand das Problem lösen zu können, wird der Berechnung die Fließgelenklinien (Bruchlinien-) - Theorie zugrunde gelegt. Die wirklichkeitsnahe Erfassung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten unter Raumtemperatur durch die Bruchlinientheorie wurde durch eine große Anzahl von Versuchen belegt [6]. Die Auswertung dieser Versuche zeigt, daß frei aufliegende Platten im Kaltzustand durch die Fließgelenklinientheorie gut erfaßt werden können, bei eingespannten Platten dagegen die gemessenen Bruchlasten um ca. 60 % über den errechneten liegen, da die Traglasten infolge Druckmembranwirkung erheblich vergrößert werden.

Da einerseits die Randeinspannung bei brandbeanspruchten, nach DIN 1045 bewehrten Platten infolge einer fehlenden durchgehenden oberen Bewehrung nicht im Sinne der Bruchlinientheorie nachgewiesen werden soll (siehe Abschnitt 4.3), da andererseits gerade brandbeanspruchte Plattenfelder durch das größere Verformungsvermögen von aufgeheizter Bewehrung und Beton klassische Systeme für die Anwendung der Bruchlinientheorie darstellen, steht deren Übertragung auf brandbeanspruchte Deckenplatten nichts im Wege.

Im kalten Zustand unter Gebrauchslast stehende Platten - jedem Belastungszuwachs entspricht ein definierter Verformungszuwachs -, die als einachsig gespannte Platten berechnet wurden, sollen nach einer Brandbeanspru-

chung von z. B. 90 Minuten den Zerstörungszustand - bei gleichbleibender Belastungsintensität stellt sich ein geometrisch veränderliches System ein - noch nicht erreicht haben.

Zur Lösung dieses Grenztragfähigkeitsproblems wird über die vorher entwickelten Materialkennwerte im beheizten Zustand die Grenzlastintensität $\mu_G \cdot P_m$ berechnet, wobei in der Theorie der Grenzzustände das Modell des starr-plastischen Körpers verwendet wird, das sich besonders für die Analyse von Zerstörungszuständen eignet.

Es wird vorausgesetzt, daß das System bis zur Grenzlastintensität $\mu_G \cdot P_m$ starr bleibt und der Zerstörungszustand mit dem Beginn des unbegrenzten Verformungszustandes bei einer stationären Belastung gleichzusetzen ist. Die Annahme eines starr-plastischen Schemas anstelle eines elastisch-plastischen Schemas bedeutet keine Einschränkung, wenn man nur die Grenzbelastung untersucht und man annimmt, daß die Geometrieänderungen des Tragwerks im "elastischen Bereich" vernachlässigbar sind.

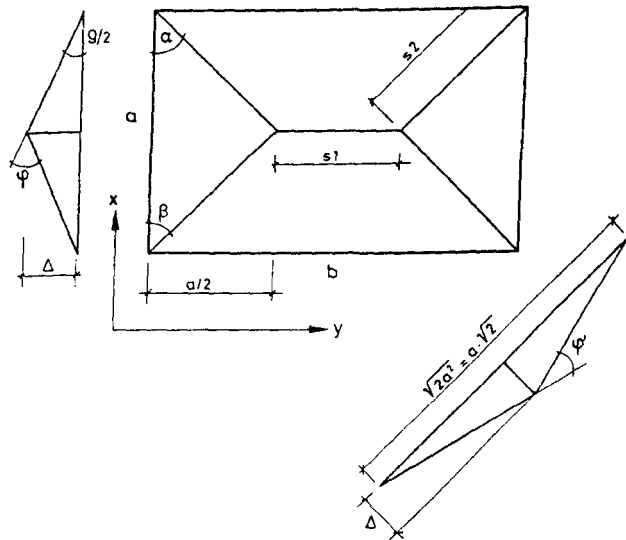
4.2 Anwendung der Bruchlinientheorie am Beispiel einer einachsrig gespannten, aber vierseitig gelagerten Rechteckplatte

Diese Rechteckplatte läßt sich bei Variation der entsprechenden Randbedingungen in die meisten Deckensysteme des Hochbaus übertragen. Abgeleitet aus den in Versuchen gefundenen Rißbildern und zahlreichen Literaturrecherchen [u.a. 6] wurde das Bruchlinienmodell für eine allseitig frei aufliegende Rechteckplatte entwickelt (s. Bild 5).

Aus der Arbeitsgleichung

$$A_i = \sum M \cdot s \cdot \varphi = A_a = \sum q_T \cdot \Delta$$

läßt sich über die folgenden Gleichungen die Traglast q_T ermitteln:



$$\begin{aligned}\alpha &= \beta = 45^\circ \\ S_1 &= b - a \\ S_2 &= a/\sqrt{2} \\ \phi &= 4\Delta/a \\ \varphi &= 4\Delta/a \cdot \sqrt{2} \\ M_d &= M_x \cdot \sin^2 \alpha + M_y \cdot \cos^2 \alpha\end{aligned}$$

Bild 5: Bruchlinienmodell - Rechteckplatte

Außere Arbeit: $A_a = q_T \left[(b-a) \cdot a \cdot \frac{\Delta}{2} + a^2 \cdot \frac{\Delta}{3} \right]$

Innere Arbeit: $A_i = 4\Delta [(b/a-1) \cdot M_x + 2 M_d]$

$$q_T = \frac{4[M_x(b-a)/a + 2 M_d]}{[(b-a) \cdot \frac{a}{2} + a^2/3]}$$

$$q_T = \frac{\frac{4}{a} M_x (b-a) + 4(M_x + M_y)}{(b-a) a/2 + a^2/3}$$

Über vorher ermittelte Zusammenhänge - z. B. Bemessungswerte der Platte - sollte die Tragfähigkeit jedoch als Funktion

$$q_T = f(A_x, A_y, h_x, h_y, \beta_x(t), \beta_y(t), b \text{ und } a)$$

angegeben werden, da diese Werte bei der brandschutztechnischen Beurteilung zur Verfügung stehen. Aus den temperaturabhängigen Festigkeitswerten läßt sich die Traglast nach einer vorgegebenen Brandbeanspruchung als Funktion der Gebrauchslast wiedergeben:

$$q_{T(t)} = f(q_g)$$

Für frei aufliegende Deckenplatten kann mit Hilfe dieses Ansatzes eine brandschutztechnische Beurteilung erfolgen.

4.3 Übertragung auf die Beurteilung von Stahlbetondeckenplatten im baupraktischen Einbauzustand

Eine geschlossene Lösung von baupraktischen Deckenplattensystemen nach der Fließgelenklinientheorie ist auszuschließen, wenn die Deckensysteme allein im Sinne von DIN 1045 berechnet und bemessen werden. Die obliegende Bewehrung wird nur nach den statischen Erfordernissen bzw. den konstruktiven Anforderungen in DIN 1045 verlegt, d. h. die Bewehrung endet unter Berücksichtigung der erforderlichen Verankerungslänge im Bereich des jeweiligen Momentennullpunktes. Temperaturbedingte Zwängungsmomente führen zu einer Vergrößerung der negativen Momente, die durch die dann zu kurze vorhandene Bewehrung nicht mehr abgedeckt werden können. Durch Rißbildung entstehen daher jeweils am Ende der oberen Bewehrung Gelenke, die brandschutztechnisch eine Systemumwandlung bewirken.

Es werden sich Systeme mit gegenüber dem Kaltzustand verkürzten Stützweiten einstellen, die an auskragenden Plattenteilen oder eingespannten Rändern als allseitig frei aufliegende Platten zu betrachten sind, und nur diese Plattenbereiche werden nach der Fließgelenklinientheorie zu berechnen sein.

Die auskragenden Plattenteile sind im Hinblick auf die Tragfähigkeit zumindest nach einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten unproblematisch, da entsprechend den getroffenen Voraussetzungen eine konstante Gebrauchslast P_G zugrunde gelegt wird, die im Bereich der Zwischenaufleger durch die vorgegebene Bewehrungsführung auch nicht zum Anwachsen der Schnittkräfte führt. Die temperaturbedingte Abnahme der Biegesteifigkeit der Biegedruckzone hat bis zum Beurteilungszeitraum noch keinen wesentlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Gesamtsystems [7], und die obenliegende Bewehrung wird bis zu diesem Zeitpunkt nur geringfügig erwärmt. Das Gesamtsystem kann jedoch nur dann positiv beurteilt werden, wenn auch im Rißbereich am Ende der oberen Bewehrung die gestellten Brandschutzanforderungen erfüllt werden, d. h. der Raumabschluß muß erhalten bleiben, und die Querkräfte müssen übertragen werden können.

Brandversuche haben gezeigt, daß durchlaufende Plattenstreifen mit freiverschieblichen Endauflagern etwa nach einer Brandbeanspruchung von 50 Minuten durch Verlust der Tragfähigkeit im Rißbereich versagten.

Ein derartiges Versagen konnte bei Platten im natürlichen Einbauzustand und bei vierseitig gelagerten Platten mit zumindest konstruktiver Randeinspannung im Laborversuch nicht beobachtet werden, da die innenliegenden Plattenteile durch die umlaufenden Randbereiche in ihrer freien Dehnung behindert wurden. Ein rechnerischer Nachweis zeigt deutlich, daß der Beton allein in der Lage ist, die Querkräfte weiterzuleiten, da die Schubspannungen kleiner sind als der in DIN 1045 vorgegebene Grenzwert von $\tau_{011} = 0,35 \text{ N/mm}^2$.

Bei der Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlbetondeckenplatten im natürlichen Einbauzustand wird das in Bild 6 dargestellte Fließgelenklinienmodell zugrunde gelegt.

Um unabhängig von der "Kaltbemessung" und "Kaltberechnung" zu bleiben, bietet es sich an, für die innenliegende Deckenplatte jeweils für eine vorgegebene Brandbeanspruchungsdauer in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis, von der vorhandenen Bewehrung und von der Plattendicke bzw. der statischen Höhe die Traglast zu ermitteln und sie der vorhandenen Gebrauchslast gegenüberzustellen.

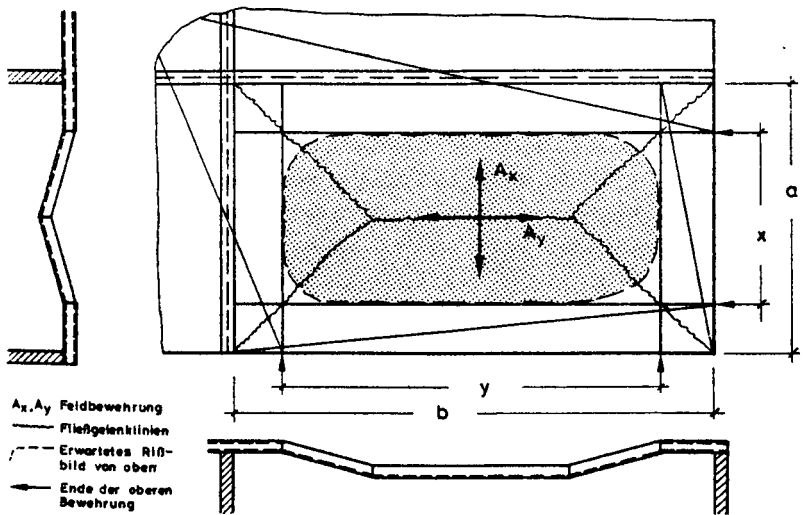


Bild 6: Modell einer allseitig eingespannten Rechteckplatte unter Temperaturbeanspruchung

Aus diesem Vergleich lassen sich in Verbindung mit der Parameterstudie die Grenzen abstecken, inwieweit Stahlbetonplattenkonstruktionen, die nur nach DIN 1045 bewehrt werden, in bestimmte Feuerwiderstandsklassen einzustufen sind.

Die Traglast der Platte im natürlichen Einbauzustand wird in Anlehnung an Bild 5 nachgewiesen mit dem Unterschied, daß sie nicht durch die unterstützenden Wände, sondern durch das Ende der Stütz- bzw. Abreißbewehrung über diesen Wänden eingegrenzt wird (Bild 6).

Entsprechend den nachfolgenden Gleichungen ergibt sich eine Traglast von

$$q_T = \frac{\frac{4}{x} M_x (y - x) + 4 (M_x + M_y)}{(y - x) \frac{x}{2} + \frac{x^2}{3}}$$

$$M_x = \beta_{s_x(t)} \cdot A_x \cdot h$$

$$M_y = \beta_{s_y(t)} \cdot A_y \cdot h$$

$$q_T = \frac{\frac{4}{x} \cdot \beta_{s_x(t)} \cdot A_x \cdot h (y-x) + 4 (\beta_{s_x(t)} \cdot A_x \cdot h + \beta_{s_y(t)} \cdot A_y \cdot h)}{(y-x) \frac{x}{2} + \frac{x^2}{3}}$$

Mit Hilfe dieser Gleichung läßt sich jede in ein Gesamtsystem integrierte Decke nachrechnen, wobei in Abhängigkeit von den "freien Stützweiten" x und y , den betondeckungsabhängigen temperaturbeeinflussten β_s -Werten und den Bewehrungskennwerten " A " und " h " die Traglast ermittelt und mit der aktuellen Last verlichen werden kann.

5. Ausblick

Mit Hilfe dieses Ansatzes wird eine Parameterstudie erstellt, die den Bereich von einachsigen gespannten Stahlbetondeckenplatten im natürlichen Einbauzustand abgrenzt, der ohne Zusatzmaßnahmen über die Anforderungen von DIN 1045 hinaus in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 Teil 2 eingestuft werden kann [8].

6. Literatur

- [1] Meyer-Ottens, C.: Brandversuche an Decken-, Balken- und Wandkonstruktionen, Zusammenstellung und Auswertung der Ergebnisse. Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1971.
- [2] Bechtold, Ehlert, Wesche: Brandversuche Lehrte, Schriftenreihe "Bau- und Wohnforschung" des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 04.037, 1978.

- [3] Brand des Lagergebäudes 1960/61 der Dätwyler AG, Altdorf am 8./9. Mai 1963, Brand-Verhütungs-Dienst für Industrie und Gewerbe (DVD), 20. Jahrg., H. 2.

- [4] Krampf, L.: Einfluß von elastischen Randeinspannungen auf das Tragverhalten von einachsig gespannten, durchlaufenden Platten unter Brandeinwirkung. Unveröffentlichte Abschlußberichte (Teil 1 und 2) zu Forschungsaufträgen des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1969 - 1970.

- [5] Haksever, A.; Wesche, J.: Tragverhalten von vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung nach der Fließgelenktheorie. Grundlagen und Parameterstudie, Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen". Arbeitsbericht 1978 - 1980, Teil I.

- [6] Sawczuk, A.; Jaeger, T.: Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten. Springer-Verlag, Berlin, 1963.

- [7] Wesche, J.: Untersuchungen über das Verhalten der Biegedruckzone bei Stahlbetonplatten bei einseitigem Feuerangriff. Unveröffentlichter Abschlußbericht eines Forschungsauftrages des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1970.

- [8] Wesche, J.: Tragverhalten von Stahlbetondecken im baupraktischen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung, Dissertation in Vorbereitung).

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 3 - Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke

Beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Ing. Achwan
Dipl.-Ing. Rudolph
Dipl.-Ing. Stiller

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Bezug: Förderungsantrag 1980, S. 93 - 107

Für das Brandverhalten von Bauteilen aus Holz wurden in der Vergangenheit verschiedene, unterschiedliche Berechnungsverfahren veröffentlicht. Sie bezogen sich in der Regel aber jeweils entweder nur auf Stützen oder nur auf Balken. Oft wurden besondere Rechenansätze gemacht, so daß keine übergreifende, einheitliche Betrachtungsweise vorliegt. Mit dem nachfolgenden Bericht wird versucht, diese Lücke zu schließen. Das Tragverhalten der Holzbauteile wird prinzipiell nach einem einheitlichen Verfahren beschrieben, und zwar so, wie es auch für den Nachweis der Holzbauteile für normale Beanspruchung angewendet wird. Die Brandeinwirkung wird dadurch berücksichtigt, daß eine Querschnittsminderung entsprechend der tatsächlichen Abbrandgeschwindigkeit angesetzt wird. Die Beeinträchtigung des Bauteilverhaltens infolge einer geschwächten aber noch nicht verkohlten Randzone wird durch einen zusätzlichen konstanten Abzug in Rechnung gestellt. Dieser konstante Abzug entspricht dem Abbrand wie er in 10 bis 12 Minuten eintreten würde. Der Vorzug dieses Verfahrens wird darin gesehen, daß gegenüber der gewohnten Nachweismethode nur diese wenigen Ergänzungen erforderlich sind, um auch das Tragverhalten bei Brandeinwirkung für praktische Anwendungen hinreichend genau beurteilen zu können.

Neben den Arbeiten über die berichtet wird, wurde untersucht, welche Vereinfachungen zur Berechnung der Temperaturverteilung in Betonquerschnitten möglich sind. Weiter wurde damit begonnen, eine Zuverlässigkeitsuntersuchung über das Tragverhalten von Holzbauteilen im Brandfall durchzuführen. Eine solche Zuverlässigkeitsbetrachtung ist für Holzbauteile noch nicht durchgeführt worden, obwohl sie wegen der naturbedingt großen Streuungen der Baustoffkennwerte bei Holz von besonderem Interesse sein sollte.

Die Rechenverfahren zur Bestimmung der Zustandsgrößen stabförmiger Bauteile wurden weiter entwickelt. Um Versagenszustände ohne inkrementelle Laststeigerung bestimmen zu können, sind stabile Iterationsverfahren besonders erforderlich. Es hat sich gezeigt, daß das Übertragungsverfahren in Verbindung mit einer Formulierung der Momentansteifigkeit als Differentialquotient aus Moment und Krümmung hierfür sehr geeignet ist. Die fertiggestellten Programmsegmente werden auch für Untersuchungen im Teilprojekt A 1 angewendet.

Berechnungsmethode für brandbeanspruchte
Holzstützen und Holzbalken aus brett-schicht-
verleimtem Nadelholz

von

Dipl.-Ing. Jörg-H. Stiller

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Zielsetzung.....	2
1 Holzstützen.....	3
1.1 Vorliegende Versuchsergebnisse.....	3
1.2 Vorhandene Berechnungsverfahren.....	9
1.3 Formelzusammenstellung und Ablauf.....	15
eines eigenen Rechenprogramms	
1.4 Eingangsgrößen für das Berechnungsmodell.....	18
1.5 Temperaturabhängigkeit der Materialparameter.....	26
1.6 Rechnerische Abbrandfunktion.....	28
2 Holzbalken.....	37
2.1 Vorliegende Versuchsergebnisse.....	37
2.2 Vorhandene Berechnungsverfahren.....	40
2.3 Formelzusammenstellung und Ablauf.....	42
eines eigenen Rechenprogramms	
2.4 Eingangsgrößen für das Berechnungsmodell.....	45
2.5 Rechnerische Abbrandfunktion.....	49
3 Zusammenfassung.....	56
Literaturverzeichnis.....	57

Zielsetzung

Die Aufgabenstellung für die folgende Untersuchung war, anhand von vorliegenden, auswertbaren Versuchsergebnissen für Holzstützen und Holzbalken ein einheitliches vereinfachtes Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer zu entwickeln, das sowohl in der Lage ist, die Versuchsergebnisse nachzurechnen als auch Aussagemöglichkeiten für eine Zuverlässigkeitsbetrachtung zu schaffen. Dabei sollte eine enge Anlehnung an die gebräuchlichen Bemessungsverfahren und die der Holzbaunorm zugrundeliegenden Überlegungen stattfinden.

Die Tragfähigkeit der Holzbauteile vermindert sich im Brandfall sowohl durch eine kontinuierliche Querschnittsreduzierung als auch durch einen temperaturbedingten Abfall der Festigkeiten und des Elastizitätsmoduls. Ziel der Untersuchung war, festzustellen, ob durch eine Querschnittsverminderung, die über das Maß des tatsächlichen Abbrandes hinausgeht, der Abfall der Festigkeiten mit erfaßt werden kann und somit als einzige zusätzliche Eingangsgröße gegenüber der Traglastermittlung im kalten Zustand ein rechnerischer Abbrand des Querschnitts berücksichtigt werden muß. Allerdings ist dafür eine solche Anzahl von Versuchsergebnissen erforderlich, daß die Anwendung einfacher statistischer Methoden mit genügender Glaubwürdigkeit möglich wird. Für Vollholzbauteile liegen zu wenig Ergebnisse vor, um die großen Streuungen der Materialkennwerte und das sehr ungleichmäßige Abbrandverhalten zu erfassen. Die folgenden Untersuchungen müssen sich daher auf Holzbauteile aus brett-schichtverleimten Nadelholz mit Rechteckquerschnitt beschränken, ferner können die Aussagen nur in dem durch Versuche abgedeckten Rahmen gelten.

1. Holzstützen

1.1 Vorliegende Versuchsergebnisse

Für die weiteren Ausführungen wurden folgende Versuchsberichte über brandbeanspruchte Holzstützen zugrundegelegt :

- Versuchsserie bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin (BAM), dokumentiert in / 5,6,7,8 /

- Versuchsserie im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz an der TU Braunschweig (IBMB) in / 9,10 /

Insgesamt wird über 91 Versuche berichtet, davon sind :

71 einteilige rechteckige brettschichtverleimte Stützen
(56 BAM, 15 IBMB)

12 Vollholzstützen mit quadratischem Querschnitt (BAM)

4 mehrteilige rechteckige Vollholzstützen (BAM)

4 brettschichtverleimte Stützen mit Eckausklinkungen
- kreuzförmig - (IBMB)

Im Weiteren wird nur auf die zuerst aufgeführten 71 Versuche zurückgegriffen, und zwar aus folgenden Gründen :

- Vollholzstützen entziehen sich der vorgenommenen systematischen Betrachtungsweise, da hier ein sehr ungleichmäßiger Abbrand erfolgt und durch die vorher vorhandenen Schwindrisse der Querschnitt im Brandfall zumindest über Teile der Stützenlänge in mehrere kleine Einzelquerschnitte ohne festen Zusammenhalt zerfällt / 1,7 /

- Bei mehrteiligen, mit Verbindungsmitteln zusammengesetzten

Querschnitten ist die Tragfähigkeit eben dieser Verbindungsmittel für den Versagenszeitpunkt von erheblichem Einfluß, außerdem liegen hierfür mit 4 Versuchen zuwenig Ergebnisse vor.

- Ebenso ist für die Stützen mit Eckausklinkungen mit 4 Versuchen keine ausreichende Anzahl für eine systematische Betrachtung vorhanden, auch wenn hier durch einen Vergleich mit Stützen ohne Ausklinkungen Rückschlüsse auf das Tragverhalten im Brandfall gezogen werden können.

Ferner müssen bei den vorliegenden Versuchsergebnissen noch 6 Versuche der BAM als nicht weiter verwendbar angesehen werden; dort kann aufgrund einer fehlerhaften, nicht zulässigen Verleimung der Stirnflächen der gestoßenen Lamellen der Querschnitt nicht mehr als "homogen" über die gesamte Stützenlänge angesehen werden / 7 /.

Für die weitere Bearbeitung stehen also noch insgesamt 65 Versuchsergebnisse zur Verfügung, in Tabelle 1 sind die Kantenlängen $b > d$, die Stützenlänge l , die Belastung F , die gemessene Quetschspannung σ_D sowie der E-Modul und die im Versuch erreichte Feuerwiderstandszeit t_F angegeben.

Die Versuche decken bei der Variation der Querschnittsgeometrie einen Bereich von $1 < b/d < 4$ und bei dem Lastausnutzungsgrad von $0.45 < F/\text{zul } F < 1.0$ bei Annahme einer Knicklänge $s_K = \text{Stützenlänge}$ und der Ermittlung von $\text{zul } F$ nach DIN 1052 ab.

Die Annahme eines beidseitig ideal gelenkig gelagerten Stabes gemäß Euler-Fall 2 kann aber nur für die in den IBMB-Versuchen Nr. 1 - 11 aufgrund der dort eindeutig definierten Randbedingungen der geprüften Stützen unterstellt werden, die IBMB-Versuche Nr. 12 - 15 wurden mit einer stumpfen Auflagerung auf der

Belastungseinrichtung ausgeführt. Die bei der BAM geprüften Versuchskörper wurden mit ihrem oberen Ende stumpf gegen einen lastabnehmenden Stahlträger gepreßt, so daß an dieser Seite ein Verdrehen des Endquerschnitts nur bedingt möglich war und so nahezu eine Volleinspannung angenommen werden kann. Am unteren Ende der Stütze wurde durch die mit einem gewissen Spiel versehene, wenig biegesteife Belastungsvorrichtung ebenfalls eine Teileinspannung erreicht, wenngleich hier die Größenordnung gegenüber dem oberen Ende wesentlich geringer sein dürfte. Außerdem sind bei der BAM von der gesamten Stützenlänge von 3.65 m am oberen Ende ca. 50 cm unbeflammt, am unteren Ende ca. 15 cm, es ergibt sich also als beflamnte Länge der Stütze eine Länge von 3.0 m. In / 7 / wird diese Art der beidseitig elastischen Einspannung der Stützen auch für den baupraktischen Fall mit meist beiseitiger stumpfer Auflagerung gleichgesetzt und nicht weiter berücksichtigt. Für eine vergleichende Nachrechnung der Versuche unter Einbeziehung der gelenkig gelagerten IBMB-Versuche wird die o.a. Stützegeometrie durch den Ansatz von Euler-Fall 3 ($s_K = 0.7$) mit der entsprechenden Reduktion der Ausgangsschlankheit und des Ausnutzungsgrades ersatzweise angenähert, dadurch ergibt sich als untere Grenze für die Lastausnutzung der Stützen $F/zul F = 0.32$.

TABELLE 1 - Versuchsergebnisse von bretttschichtverleimten
Holzstützen im Brandfall

Nr.	b / d	l	s _k /l	F	σ _D	E-Modul	t _F	Bezeichnung
	(cm)	(m)	(-)	(kN)	(N/mm ²)		(min)	
1	16 / 12	3.65	<1	62.7	51.8	17600	31	R 12/16 A - BAM
2	16 / 12	3.65	<1	62.7			30	R 12/16 B - BAM
3	16 / 12	3.65	<1	62.7			35	H 12/16 A - BAM
4	16 / 12	3.65	<1	62.7			34	H 12/16 B - BAM
5	30 / 12	3.65	<1	118.2			43	H 12/30 - BAM
6	46 / 12	3.65	<1	181.5			38	H 12/46 A - BAM
7	46 / 12	3.65	<1	181.5			41	H 12/46 B - BAM
8	14 / 14	3.65	<1	86.3			29	R 14 A - BAM
9	14 / 14	3.65	<1	86.3	56.6	14200	21	R 14 B - BAM
10	14 / 14	3.65	<1	43.2			36	R 14 C - BAM
11	14 / 14	3.65	<1	64.7			29	R 14 D - BAM
12	14 / 14	3.65	<1	86.3			26	H 14 A - BAM
13	14 / 14	3.65	<1	86.3			27	H 14 B - BAM
14	14 / 14	3.65	<1	43.2			43	H 14 C - BAM
15	14 / 14	3.65	<1	64.7			34	H 14 D - BAM
16	14 / 14	3.22	1	95.1			17	VERS.NR.6 - IBMB
17	14 / 14	3.22	<1	95.1	53.8	17000	41	VERS.NR.14 - IBMB
18	14 / 14	3.22	<1	43.2			60	VERS.NR.15 - IBMB
19	24 / 14	3.65	<1	148.0			35	H 14/24 A - BAM
20	24 / 14	3.65	<1	148.0			32	H 14/24 B - BAM
21	28 / 14	3.22	1	190.2			22	VERS.NR.7 - IBMB
22	28 / 14	3.22	1	86.4			34	VERS.NR.8 - IBMB
23	28 / 14	3.22	1	86.4			35	VERS.NR.9 - IBMB
24	30 / 14	3.65	<1	185.0			39	H 14/30 A - BAM
25	30 / 14	3.65	<1	92.5	61.1	19000	59	H 14/30 B - BAM
26	30 / 14	3.65	<1	92.5			53	H 14/30 C - BAM

TABELLE 1 - Fortsetzung

Nr.	b / d	l	s _k /l	F	σ_D	E-Modul	t _F	Bezeichnung
	(cm)	(m)	(-)	(kN)	(N/mm ²)		(min)	
27	40 / 14	3.65	<1	246.4			43	H 14/40 - BAM
28	42 / 14	3.22	1	285.3			22	VERS.NR.10 - IBMB
29	56 / 14	3.22	1	380.4			22	VERS.NR.11 - IBMB
30	15 / 15	3.65	<1	109.0			28	R 15 A - BAM
31	15 / 15	3.65	<1	109.0			27	R 15 B - BAM
32	15 / 15	3.65	<1	109.0			31	H 15 A - BAM
33	15 / 15	3.65	<1	109.0			30	H 15 B - BAM
34	16 / 16	3.65	<1	133.5			30	R 16 - BAM
35	16 / 16	3.65	<1	133.5			31	H 16 A - BAM
36	16 / 16	3.65	<1	133.5			37	H 16 B - BAM
37	30 / 16	3.65	<1	125.0			58	R 16/30 - BAM
38	30 / 16	3.65	<1	250.0			40	H 16/30 A - BAM
39	30 / 16	3.65	<1	250.0			52	H 16/30 B - BAM
40	30 / 16	3.65	<1	250.0			45	H 16/30 C - BAM
41	30 / 16	3.65	<1	125.0			57	H 16/30 D - BAM
42	20 / 20	3.65	<1	256.0	41.7	11000	34	R 20 A - BAM
43	20 / 20	3.65	<1	256.0	46.3	12000	48	R 20 B - BAM
44	20 / 20	3.65	<1	128.0	63.3	15600	64	R 20 C - BAM
45	20 / 20	3.65	<1	128.0			61	R 20 D - BAM
46	20 / 20	3.65	<1	256.0	41.5	11800	42	H 20 A - BAM
47	20 / 20	3.65	<1	256.0	42.4	12500	43	H 20 B - BAM
48	20 / 20	3.65	<1	128.0	61.0	14500	60	H 20 C - BAM
49	20 / 20	3.65	<1	128.0			52	H 20 D - BAM
50	40 / 20	3.65	<1	512.0			65	H 20/40 A - BAM
51	40 / 20	3.65	<1	512.0			74	H 20/40 B - BAM
52	24 / 24	3.65	<1	408.0			60	H 24 A - BAM
53	24 / 24	3.65	<1	408.0			56	H 24 B - BAM

TABELLE 1 - Fortsetzung

Nr.	b / d	l	s _k /l	F	σ_D	E-Modul	t _F	Bezeichnung
	(cm)	(m)	(-)	(KN)	(N/mm ²)		(min)	
54	26 / 26	3.65	<1	502.0	36.7	8800	62	H 26 A - BAM
55	26 / 26	3.65	<1	502.0			62	H 26 B - BAM
--	27 / 27	3.65	<1	549.0			--	R 27 A - BAM
--	27 / 27	3.65	<1	549.0			--	R 27 B - BAM
56	27 / 27	3.65	<1	549.0	40.2	11600	76	R 27 C - BAM
--	27 / 27	3.65	<1	549.0			--	H 27 A - BAM
--	27 / 27	3.65	<1	549.0			--	H 27 B - BAM
57	27 / 27	3.65	<1	549.0			71	H 27 C - BAM
--	28 / 28	3.65	<1	603.0	43.7	15100	--	H 28 A - BAM
--	28 / 28	3.65	<1	603.0			--	H 28 B - BAM
58	28 / 28	5.93	<1	415.8			75	VERS.NR.12 - IBMB
59	28 / 28	5.93	<1	189.0			81	VERS.NR.13 - IBMB
60	28 / 28	5.93	1	415.8	38.3	10000	50	VERS.NR.4 - IBMB
61	56 / 28	5.91	1	834.5			63	VERS.NR.1 - IBMB
62	56 / 28	5.91	1	379.3			96	VERS.NR.2 - IBMB
63	56 / 28	5.91	1	379.3			96	VERS.NR.3 - IBMB
64	112 / 28	5.82	1	1695.4			66	VERS.NR.5 - IBMB
65	40 / 40	3.65	<1	1400.0			114	H 40 - BAM

Die mit -- anstelle einer laufenden Nummer gekennzeichneten Versuche sind nicht verwertbar, wie oben erläutert. Die angegebenen Werte für σ_D und den E-Modul sind jeweils Mittelwerte mehrerer Messungen, für die IBMB Versuche wird ein Streubereich für σ_D von 34 - 47 N/mm², für den E-Modul von 12300 - 16500 N/mm² angegeben.

1.2 Vorhandene Berechnungsverfahren

In der angeführten Literatur werden mehrere Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Versagenszeitpunktes brandbeanspruchter Holzstützen vorgeschlagen.

In / 5 / wird unter Zugrundelegung eines linearen Abbrandes (obere Grenze = 0.08 cm/min, untere Grenze = 0.06 cm/min) und konstanter Materialparameter σ_D und E-Modul ein Verfahren zur Ermittlung einer kritischen Kantenlänge d_{kr} entwickelt. Dabei ist die im Brand vorhandene Querschnittsspannung σ als Funktion der aktuellen Schlankheit definiert und als maximaler Wert der Schnittpunkt dieser Kurve mit der damals den Bemessungsrichtlinien zugrundeliegenden Tetmajer-Euler-Kurve für die kritische Knickspannung σ_{ki} angesetzt. Unter Vorgabe der Stützenlänge und -belastung kann nun aus Diagrammen für verschiedene Verhältnisse der Kantenabmessungen b/d der Stütze ein Wertepaar σ_{ki} , λ_{ki} ermittelt werden, welches dann wiederum eine dazugehörige Grenzabmessung d_{kr} für die Stütze liefert. Damit läßt sich dann unter Zugrundelegung eines linearen Abbrandes die Versagenszeit t_k mit $t_k = 6.25 (d_0 - d_{kr})$ ermitteln.

In / 6,7 / wird als Grenzkurve für die kritische Knickspannung statt der Tetmajer-Euler-Kurve die von Möhler unter Einbeziehung eines schlankheitsabhängigen bezogenen Beiwerts ϵ , der sowohl geometrische als auch strukturelle Imperfektionen abdecken soll, gegebene Beziehung für σ_{kr} verwendet (Vergleich σ_{ki} mit σ_{kr} siehe BILD 1). Allerdings werden hier wie vor die von Möhler für Nadelholz Güteklasse II angegebenen Werte für die Quetschspannung σ_D und den E-Modul sowie für die Ausmitte ϵ verwendet. Die Abbrandfunktion ist hier nicht mehr als obere bzw. untere Grenze angegeben, sondern als lineare Regressionsfunktion aus an den Stützen nach den Brandversuchen durchgeführten Messungen des

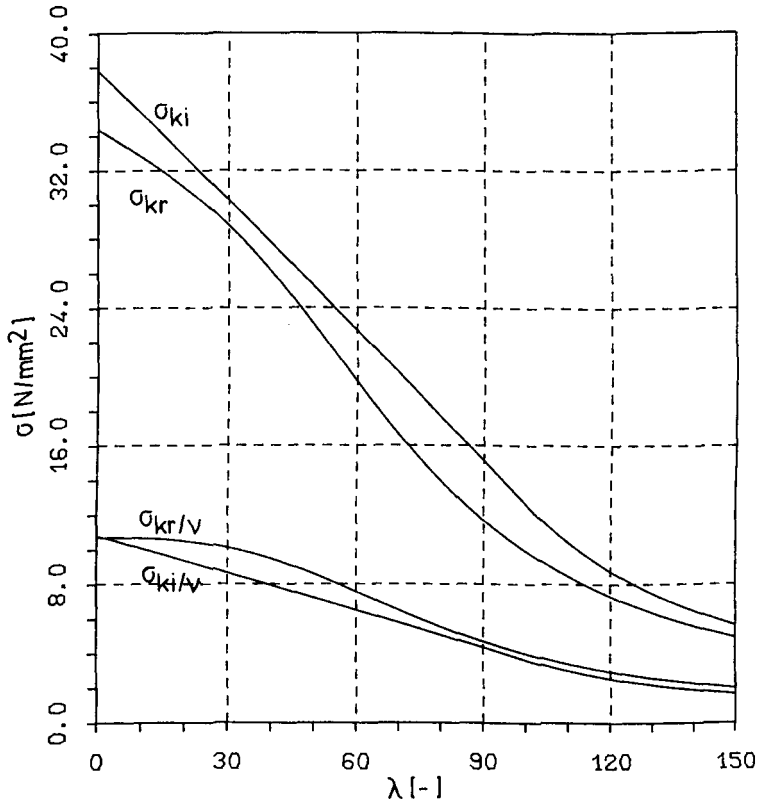


BILD 1 Knickspannungskurven nach Tetmajer-Euler und Möhler für Nadelholz Güteklasse I

σ_{ki} = Tetmajer-Gerade und Euler-Hyperbel

σ_{kr} = Möhler-Kurve

v = 3.5, Sicherheitsbeiwert für Tetmajer-Euler

v = $0.7 (\lambda - 100)^2 / 10000 + 2.5$ für Möhler

Restquerschnitts zu $w = 0.0695 \cdot t - 0.108$ in (cm) angegeben. Damit ist berücksichtigt, daß die Entzündung des Holzes und damit ein Abbrand der Stütze erst eine gewisse Zeit nach Beginn des Brandversuchs stattfindet.

In / 8 / wird prinzipiell das in / 6,7 / entwickelte Berechnungsverfahren verwendet, dort wird aber statt eines ideellen, rechteckigen Querschnitts ein Restquerschnitt mit kreisförmigen Eckenabbrand berücksichtigt, womit eine recht gute Übereinstimmung mit den gemessenen Abbrandkonturen erzielt wird.

In / 9 u. 10 / wird ein Rechenverfahren vorgestellt, daß die Grundlage der in DIN 4102 / Teil 4, Tabelle 66 u. 67 aufgeführten Grenzdicken zur Erzielung einer Feuerwiderstandsdauer von 30 bzw. 60 Minuten ist. Die formelmäßigen Grundlagen finden sich in / 9 / und sollen hier kurz wiedergegeben werden. Die aktuelle Querschnittsspannung ist mit

$$\sigma(t) = F / A(t)$$

gegeben, wobei $A(t)$ unter Berücksichtigung eines kreisförmigen Eckenabbrandes ermittelt wird.

Die theoretische kritische Knickspannung σ_{kr} ist nach Möhler mit

$$\sigma_{kr} = F1 - \sqrt{F1^2 - F2}$$

mit

$$F1 = 1/2 \left(\sigma_D(T) + \pi^2 \cdot E(T) \cdot (1 + \epsilon) / \lambda^2 \right)$$

und

$$F2 = \sigma_D(T) \cdot \pi^2 \cdot E(T) / \lambda^2$$

sowie

$$\epsilon = 0.1 + 2.0 \cdot \lambda / 250 \quad \text{für NH GK II}$$

$$\epsilon = 0.1 + 2.0 \cdot \lambda / 400 \quad \text{für NH GK I}$$

mit temperaturabhängigen Werten für σ_D und E, deren Ausgangswerte wiederum die von Möhler für Nadelholz Güteklasse II angegebene Größe besitzen, ebenso wie der Term für die schlankheitsabhängige Ausmitte ϵ .

Eine lineare Temperaturabhängigkeit der Materialkennwerte wird mit einer mittleren maßgebenden Querschnittstemperatur T_{mit} erfaßt, diese ist folgendermaßen definiert :

$$T_{mit} = (20 + 1.67 \cdot t) \cdot (d_{gr} / d)^{1/0.7}$$

mit

$d_{gr} = 14 - 2 \cdot w \cdot t$ = Grenzdicke eines fiktiven Querschnitts

$d = d_{vorh} - 2 \cdot w \cdot t$ = aktuelle Querschnittsabmessung

d_{vorh} = Dicke des Ausgangsquerschnitts

$w = 0.07$ cm/min = konstante Abbrandrate

Der Verlauf der mittleren maßgebenden Temperatur T_{mit} ist in BILD 2 wiedergegeben. Dabei ist zu bemerken, daß bei einer Abbrandrate von $w = 0.07$ cm / min die Grenzdicke d_{gr} und damit auch T_{mit} nach einer Zeit von 100 Minuten zu Null werden, eine Berechnung über diesen Zeitpunkt hinaus somit nicht möglich ist. Ferner steigt T_{mit} bei einer Kantenlänge von ca. 28 cm $\cong d_{gr} / d_{vorh} = 0.50$ nicht mehr über die normalerweise als Raumtemperatur angesetzten 20 Grad C an, eine Erniedrigung der Materialparameter findet mithin nicht mehr statt. In diesem Modell zur Ermittlung des Versagenszeitpunktes im Brandfall ist also eine mittlere maßgebende Temperatur T_{mit} als zentraler Steuerparameter in physikalisch nicht sinnvoller Weise eingeführt, um eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung zu erhalten.

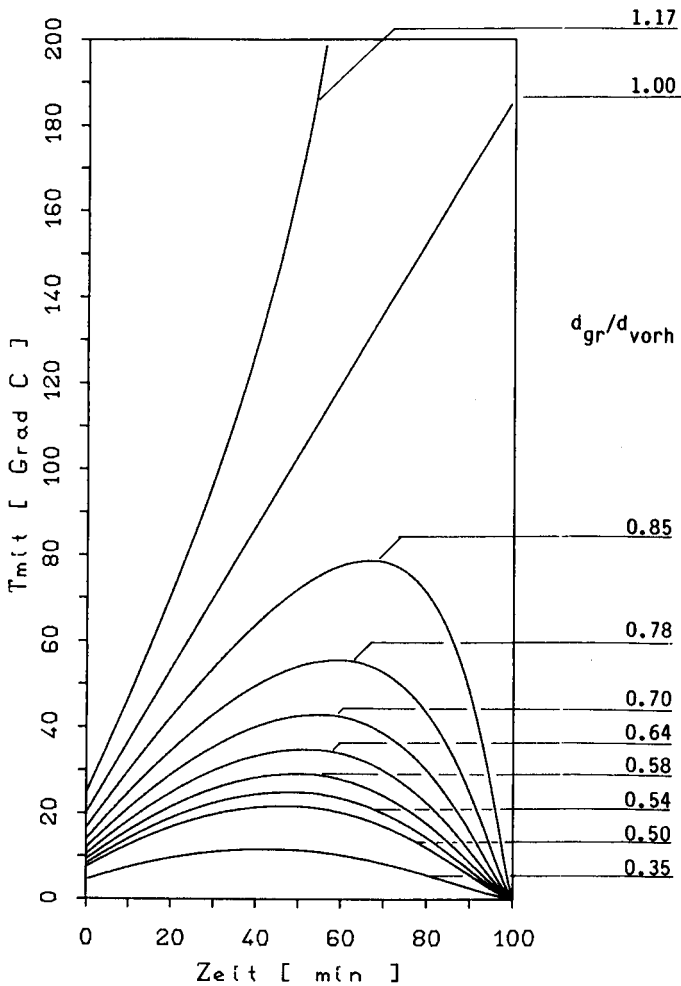


BILD 2 Verlauf der mittleren maßgebenden Temperatur T_{mit}
nach / 9 / für verschiedene Verhältnisse d_{gr} / d_{vorh}

per Traglastzustand ist definiert mit

$$\sigma(t) = \sigma_{kr}$$

die Berechnung wird zeitgesteuert iterativ durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in vereinfachten Traglastdiagrammen aufgetragen, die Tabellenwerte in DIN 4102/4, Tabelle 66 u. 67 entsprechen den Werten für 30 bzw. 60 Minuten Feuerwiderstandsdauer dieser Diagramme.

In allen vorgestellten Rechenverfahren werden zur Verbesserung der Rechenergebnisse bzw., um einen gewissen, nicht näher definierten Sicherheitsabstand zwischen Rechen- und Versuchsergebnis zu erzielen, als Größen für die Quetschspannung σ_D und den E-Modul sowie die Ausmitte e bei der Ermittlung der kritischen Knickspannung σ_{kr} die von Möhler für Nadelholz Güteklasse II angegebenen Werte eingeführt. Da die Anforderungen für eine Einstufung des Materials in die verschiedenen Güteklassen nach DIN 4074 aber nicht von einer Festigkeitsbestimmung, sondern von Faktoren wie allgemeiner Beschaffenheit, Schnittklasse, Maßhaltigkeit, Ästigkeit, geometrische Imperfektionen sowie der Mindestwichte abhängig ist, scheint eine willkürliche Abminderung der Größen auf den nächst niedrigeren Bemessungswert nicht sachlich gerechtfertigt zu sein.

1.3 Formelzusammenstellung und Ablauf eines eigenen Rechenprogramms

Der Versagenszeitpunkt t_F einer Holzstütze im Brandfall ist gegeben, wenn die aktuelle Spannung $\sigma(w)$ am geschwächten Querschnitt den Wert der maximal möglichen, theoretischen Knickspannung $\sigma_{kr}(w)$ am geschwächten Stab erreicht.

$$\text{Querschnittsspannung} \quad \sigma(w) = F / A(w) \quad (1)$$

reduzierte Fläche $A(w)$ unter Berücksichtigung eines kreisförmigen Eckenabbrandes nach / 8 /, Bezeichnungen siehe Bild 3

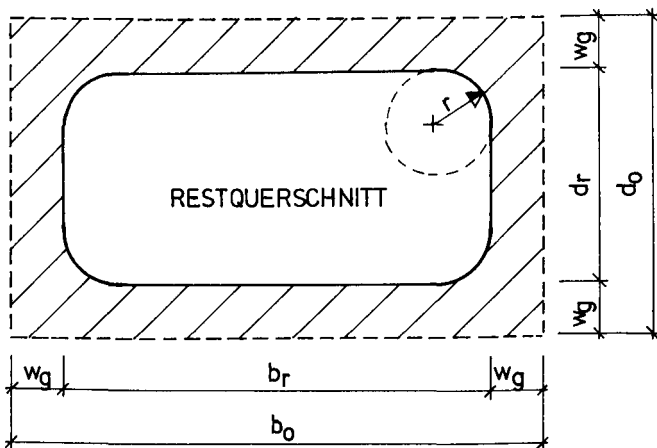


BILD 3, reduzierte Fläche eines Holzquerschnitts im Brandfall

$$A(w) = d_r \cdot b_r - r \cdot (4 - \pi) \quad (2)$$

$$\text{mit} \quad d_r = d_0 - 2 \cdot w_g \quad (2a)$$

$$b_r = b_0 - 2 \cdot w_g \quad (2b)$$

$$w_g = \text{Gesamtabbrand zum Zeitpunkt } t$$

Theoretische Knickspannung $\sigma_{kr}(w)$ nach Möhler

$$\sigma_{kr}(w) = F1 - \sqrt{F1^2 - F2} \quad (3)$$

$$\text{mit } F1 = 0.5 \cdot (\sigma_D - \pi^2 \cdot E \cdot (1 + \epsilon) / \lambda^2(w)) \quad (3a)$$

$$F2 = \sigma_D \cdot \pi^2 \cdot E / \lambda^2(w) \quad (3b)$$

$$\epsilon = 0.1 + 2 \cdot \lambda(w) / 400 \quad (3c)$$

Schlankheit $\lambda(w)$

$$\lambda(w) = \beta \cdot l / i(w) \quad (4)$$

$$\text{mit } i(w) = \sqrt{I(w) / A(w)} \quad (4a)$$

$$I(w) = b_{\frac{1}{4}} \cdot d_r^3 / 12 \quad (4b)$$

$$- r^2 \cdot (4 - \pi) / 28.5$$

$$- r^2 \cdot (4 - \pi) (d_r/2 - r + 2r / (12 - 3\pi))^2$$

wobei der Radius des Eckabbrandes angesetzt wird mit

$$r = w_g \quad \text{bei } w_g \leq d_r / 2 \quad (5a)$$

$$\text{oder } r = d_r / 2 \quad \text{bei } w_g > d_r / 2 \quad (5b)$$

Ein Zeitpunkt ergibt sich dann über die Definition einer Abbrand-Zeit-Funktion

$$w_g = f(t) \quad (6)$$

Die in das o.a. Rechenmodell eingehenden Größen sind also :

- Querschnittsabmessungen $d_o < b_o$
- Stablänge l und Knicklängenbeiwert β
- Belastung F und deren eventuelle Ausmitte e
- Materialkennwerte σ_D und E-Modul
- Abbrand $w_g = f(t)$

Ablauf des Programms :

- A. Vorgabe eines Zeitpunktes t
- B. Ermittlung des Abbrandes $w_g = f(t)$
- C. Berechnung der Restfläche $A(w)$ des Querschnitts mit (2)
- D. Ermittlung der Querschnittsspannung $\sigma(w)$ mit (1)
- E. Ermittlung der Schlankheit $\lambda(w)$ mit (4)
- F. Berechnung der Möhler-Knickspannung $\sigma_{kr}(w)$ mit (3)
- G. Vergleich der Spannungen $\sigma(w)$ und $\sigma_{kr}(w)$,
 Ende wenn $\sigma(w) > \sigma_{kr}(w)$ oder Vorgabe
 eines neuen Zeitpunktes $t = t + \Delta t$ und weiter mit B.

1.4 Eingangsgrößen für das Berechnungsmodell

Die o.a. Eingangsgrößen unterliegen z.T. erheblichen Streuungen, so ist :

- eine Abweichung der Querschnittsabmessungen b und d nach unten um 1.5%, nach oben ohne Begrenzung möglich (DIN 4074, Teil 1, für Nadelholz Güteklasse I)

- der Knicklängenbeiwert β wie unter Punkt 1.1 ausgeführt für die meisten Versuche nicht eindeutig definiert.

- Belastung, Ausmitte der Last und Länge des Prüfkörpers mit unvermeidbaren Meß- und Justierfehlern behaftet.

- für die Materialkennwerte σ_D und E-Modul bei den Versuchskörpern

$$29.8 < \sigma_D < 74.0 \text{ N/mm}^2$$

$$6400 < E < 25000 \text{ N/mm}^2$$

gemessen worden. Bei den in Tabelle 1 aufgeführten Versuchen ergaben sich bei der Ermittlung der Quetschspannung und des Elastizitätsmoduls an aus einer Stütze entnommenen Probekörpern maximale Abweichungen für σ_D von 32 N/mm² und für E von 12700 N/mm².

- die Abbrandrate im Bereich von ca. $0.06 < w < 0.08 \text{ cm/min}$ angegeben.

Um den Einfluß der Streuungen der einzelnen Eingangsgrößen für das Rechenverfahren zu verdeutlichen, wurden die o.a. Parameter in den nachfolgend aufgeführten Grenzen variiert.

- Die Querschnittsabmessungen b und d gemeinsam um $\pm 1.5 \%$
- Der Knicklängenbeiwert für die nicht eindeutig gelagerten Stützen zwischen $0.5 < \beta < 1.0$

- Die Materialparameter σ_D und E wie folgt angegeben.

Da die beiden Werte wiederum von Holzeigenschaften wie Rohdichte und Feuchtigkeitsgehalt abhängen und die Meßwerte eine hohe Korrelation von 0.82 aufweisen, werden σ_D und E zusammen variiert.

In DIN 68364 werden für europäische Nadelhölzer folgende Mittelwerte und Variationskoeffizienten angegeben :

Holzart	σ_D N/mm ²	V %	E N/mm ²	V %
Fichte	40.0	14.4	10000	19.7
Tanne	40.0	12.2	10000	13.6
Kiefer	45.0	19.5	11000	21.3
Lärche	48.0	16.3	12000	22.5
Versuche	47.9	18.3	13455	21.3

In der letzten Zeile sind die entsprechenden Werte der in / 7 / angegebenen Mittelwerte der Messungen aufgeführt. Die Werte liegen bei den Versuchsmessungen etwas höher, die Streubreiten sind aber in der gleichen Größenordnung. Ein weiterer Vergleich ergibt sich aus den unter Zugrundelegung einer Normalverteilung aus den DIN-Werten ermittelten 5 bzw. 95%-Fraktilwerten mit den Meßwerten.

	σ_D	E	in N/mm ²
5 %-Fraktilwert Fichte	30.5	6750	
kleinstes Wertepaar in //	29.8	6500	
95 %-Fraktilwert Lärche	61.0	16450	
größtes Wertepaar in //	74.0	25000	

Die unteren Grenzwerte stimmen in etwa überein, der 95%-Fraktilwert wird von 5 der 32 in // angegebenen Wertepaare überschritten. Da in DIN 68364 keine Angaben über das zugrundegelegte Meßverfahren enthalten sind, ist allerdings ein direkter Vergleich nicht möglich. Ferner sind die an kleinen Probekörpern ermittelten Werte nur bedingt auf ein Bauteil übertragbar. Eine eingehende Untersuchung über die anzusetzende Verteilung der Materialparameter scheint hier entbehrlich, da nur der grundsätzliche Einfluß dieser Werte auf die Berechnungsergebnisse verdeutlicht werden soll. Es werden die o.a. Fraktilwerte aus DIN 68364 gegenüber den von Möhler für Nadelholz Güteklasse I genannten Werten in die Rechnung eingeführt.

- Die Abbrandrate in den Grenzen $0.06 < w < 0.08$ cm/min
- Die Stützenlänge und die Belastung werden als konstante Werte in der Rechnung beibehalten, da erstens die Einhaltung dieser Werte in engen Grenzen unterstellt werden kann und zweitens selbst eine Abweichung von $\pm 5\%$ nur einen sehr geringen Einfluß auf den rechnerischen Versagenszeitpunkt hat.
- Die mittige Eintragung der Last wird bei den beschriebenen Versuchsanordnungen unterstellt, eine Abweichung davon infolge einer nicht gleichmäßigen Spannungsverteilung über den Querschnitt ist in der Knickspannungskurve nach Möhler mit der Ausmitte e

enthalten.

Als Grundwerte gingen in die Rechnung ein :

- Abweichung b und d von den Sollwerten = 0 %
- $\beta = 0.7$ für alle stumpf gegen die Belastungseinrichtung gepreßten Stützen (Euler-Fall 3) , $\beta = 1.0$ für die IBMB-Versuche Nr. 1-11
- $\sigma_D = 37.8 \text{ N/mm}^2$ nach Möhler für NH GK I und
E = 12750 N/mm² " " " "
- w = const = 0.07 cm/min

Die Bilder 4 - 7 zeigen den Einfluß der variierten Parameter auf die rechnerische Versagenszeit t_{rech} , und zwar jeweils getrennt für die 11 gelenkig gelagerten Stützen (IBMB-Versuche Nr. 1 - 11) und die restlichen Versuche. Es sind jeweils die Rechenergebnisse mit den o.a. Grundwerten und die dazugehörige Regressionsgerade sowie nur die Regressionsfunktionen der Berechnungsergebnisse mit den variierten Werten dargestellt.

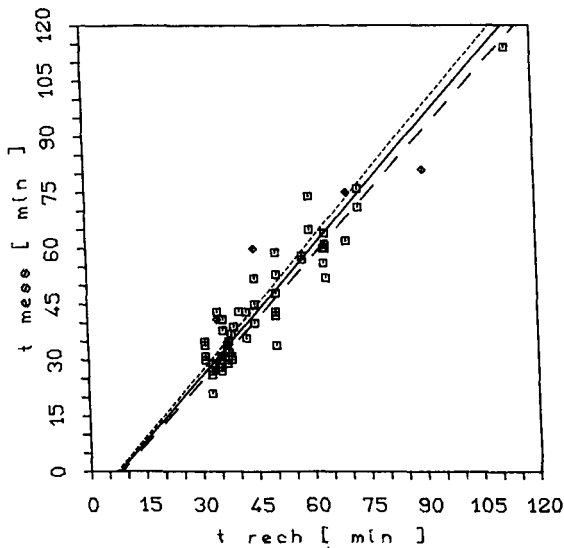
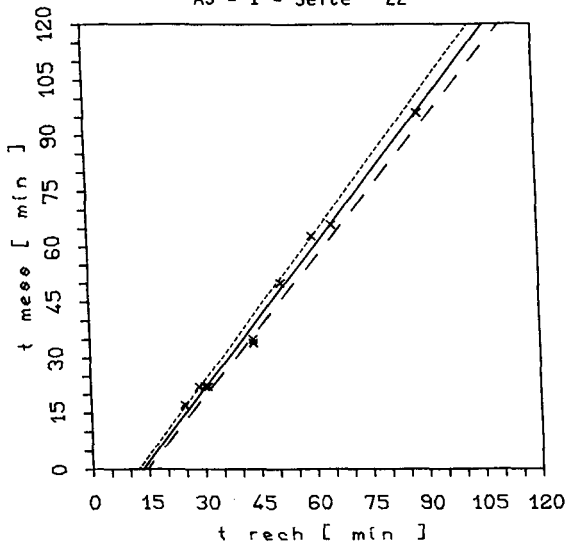


BILD 4 Variation der Querschnittsabmessungen b und d
 — Grundwerte, — — + 1,5 %, - 1.5 %
 X = 11 Versuche IBMB frei drehbar gelagert
 □ = 50 Versuche BAM teileingespannt
 ◇ = 4 Versuche IBMB teileingespannt

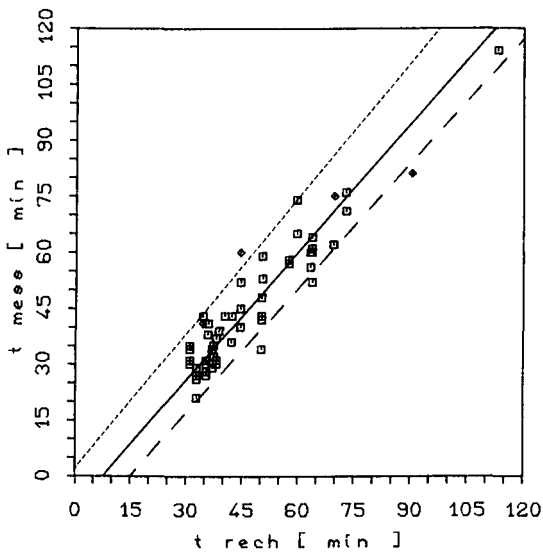


BILD 5 Variation des Knicklängenbeiwertes β
 — $\beta = 0.7$, - - - $\beta = 0.5$, $\beta = 1.0$
 □ = 50 Versuche BAM teileingespannt
 ◇ = 4 Versuche IBMB teileingespannt

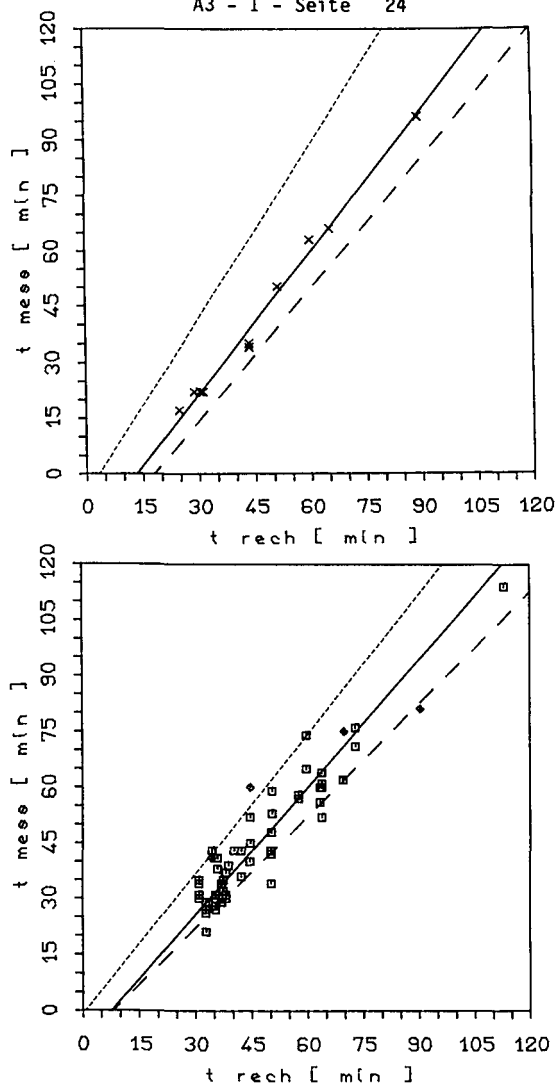


BILD 6 Variation der Materialkennwerte σ_D / E
 — Grundwerte, — — — 95 % - Fraktilwert,
 5 % - Fraktilwert aus DIN 68364
 × = 11 Versuche IBMB frei drehbar gelagert
 □ = 50 Versuche BAM teileingespannt
 ◇ = 4 Versuche IBMB teileingespannt

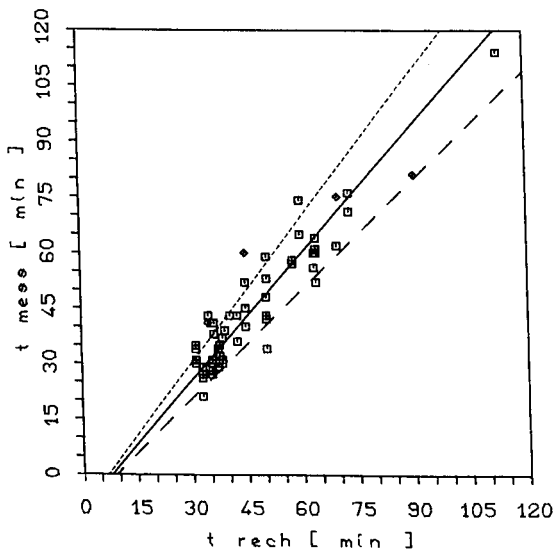
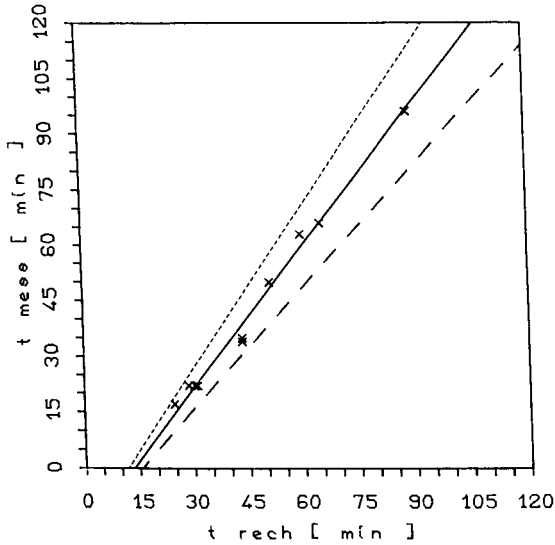


BILD 7 Variation der Abbrandrate

--- $w = 0.07$, --- $w = 0.06$, --- $w = 0.08$ cm/min

\times = 11 Versuche IBMB frei drehbar gelagert

\square = 50 Versuche BAM teileingespannt

\diamond = 4 Versuche IBMB teileingespannt

Der Einfluß der angesetzten Streubreiten der einzelnen Parameter auf den rechnerischen Versagenszeitpunkt ist erwartungsgemäß sehr unterschiedlich. Während eine Variation der Querschnittsabmessungen um $\pm 1.5\%$ nur sehr geringe Veränderungen der Versagenszeit bewirkt, sind bei der Variation des Knicklängenbeiwertes β schon nahezu alle Abweichungen der rechnerischen zur gemessenen Versagenszeit erfaßt. Zu bemerken ist ferner, daß selbst eine gravierende Erhöhung der Materialkennwerte (σ_D um 61 %, E um 29 %) noch nicht den gesamten Streubereich abdeckt, eine Änderung der Abbrandrate um ca. $\pm 14\%$ zeigt nahezu den gleichen Effekt.

1.5 Temperaturabhängigkeit der Materialparameter

Gegenüber einer Traglastberechnung im kalten Zustand sind bei einer Brandbeanspruchung die Temperaturabhängigkeit der Materialkennwerte und eine stetige Verringerung des tragenden Querschnitts zu berücksichtigen. Eine wirklichkeitsnahe Einführung temperaturabhängiger Werte für die Quetschspannung und den Elastizitätsmodul in das Rechenprogramm bedingt neben der Ermittlung der Größe dieser Werte bei erhöhter Temperatur auch eine Berücksichtigung der Temperaturverteilung in dem Holzquerschnitt.

In /4/ sind Meßergebnisse von Temperaturen in verschiedenen Querschnitten dargestellt, es lassen sich danach prinzipiell 3 Zonen unterscheiden :

- eine verkohlte, nicht mehr tragfähige äußere Schicht mit Temperaturen über 200 Grad C, die Dicke dieser Zone ergibt sich aus der Abbrandrate zu $d_1 = w \cdot t$

- eine Schicht mit Temperaturen über 100 Grad C, in der die Zersetzung der Holzbestandteile einen starken Abfall der Materialkennwerte bedingt, so sinkt σ_D bei 100 Grad C auf ca. 45 % des Ausgangswertes, der Druck-E-Modul beträgt noch ca. 75 %.

- einen durch die Randschichten geschützten tragenden Kernbereich, in dem die Temperatur unter 100 Grad C liegt. Eine Temperatur von ca. 50 Grad C wird nach 30 minütiger Beflammung in 4 cm Tiefe, nach 60 Minuten in ca. 7 cm Tiefe erreicht.

Die Temperaturverteilung im Querschnitt und die Veränderung der Quetschspannung und des E-Moduls lassen sich bei der rechnerischen Ermittlung der Resttragfähigkeit der Stütze auf mehrere Arten berücksichtigen :

- ein "exaktes" Rechenmodell müßte eine enge Unterteilung in Zonen gleicher Temperaturstufe und damit gleicher Materialwerte vornehmen und über eine Verknüpfung der einzelnen Elemente eine maximal aufnehmbare Spannung ermitteln.

- eine mögliche Vereinfachung ergibt sich hier aus der mittig angesetzten Belastung und der doppelsymmetrischen Temperaturverteilung. Die Summation der Einzeltragfähigkeiten kann dann durch die Einführung einer gleichwertigen ideellen Temperatur für den Restquerschnitt ersetzt werden, dieser Weg ist in / 9,10 / beschrieben worden.

- eine noch weitergehende Vereinfachung des Modells könnte bei Vernachlässigung der Temperaturabhängigkeit von σ_D und E bei den vorliegenden Verhältnissen durch eine zusätzliche Reduktion des Querschnitts auf einen voll tragfähigen, ideellen Kernbereich erreicht werden, wenn eine Funktion zur Beschreibung dieser zusätzlichen Verminderung des Restquerschnitts definiert werden kann.

6 Rechnerische Abbrandfunktion

Bei der Inhomogenität des Baustoffes Holz ist eine exakte Nachrechnung aller Versuchsergebnisse selbst bei Ansatz der gemessenen Größe der in das Rechenmodell eingehenden Parameter zweifelhaft, für eine Inter- oder Extrapolation auf nicht in Versuchen geprüfte Stützen muß von vorgeschätzten, mittleren Werten ausgegangen werden.

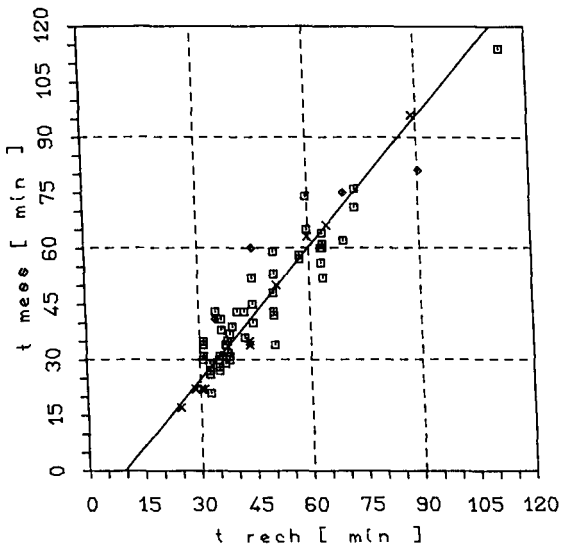


BILD 8 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
Abbrandfunktion $w_g = 0.07 t$

— Regressionsgerade $t_{rech} = C_1 \cdot t_{mess} + C_2$ (s.TAB 2)

× = 11 Versuche IBMB frei drehbar gelagert

□ = 50 Versuche BAM teileingespannt

◇ = 4 Versuche IBMB teileingespannt

Es erscheint deshalb sinnvoll, ein möglichst einfaches Berechnungsmodell zu bevorzugen, wenn zumindest die Nachrechnung der Versuche in befriedigender Weise damit gelingt. In Bild 8 ist nochmal die Nachrechnung der Versuchsergebnisse bei Vorgabe der Werte σ_D und E nach Möhler und einer konstanten Abbrandrate $w = 0.07 \text{ cm/min}$ mit der dazugehörigen Regressionsgeraden abgebildet. Es zeigt sich deutlich, daß eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch nur im Bereich von ca. $50 < t < 70$ Minuten erzielt wird.

Eine Verbesserung des Rechenergebnisses soll über eine modifizierte rechnerische Abbrandfunktion geschehen. Diese Funktion muß folgende Anforderungen erfüllen :

- die tatsächliche Abbrandrate beinhalten,
- die Temperaturabhängigkeit der Materialparameter, die in dem Berechnungsverfahren vernachlässigt wird, ersatzweise erfassen
- die sonstigen Vereinfachungen und Unsicherheiten des Verfahrens kompensieren.

Dazu wurde in erster Näherung die rechnerische Abbrandrate so bestimmt, daß die Abweichungen von t_{rech} zu t_{mess} , die zur stärkeren Berücksichtigung der geringeren Versagenszeiten auf t_{mess} bezogen wurden, ein Minimum darstellen. Es ergibt sich die in Bild 9 dargestellte Verteilung der Rechenergebnisse, die zugehörige Regressionsgerade zeigt aber im Bereich ab $t > 40$ Minuten größere Abweichungen als die Annahme einer den Messungen entsprechenden Abbrandrate.

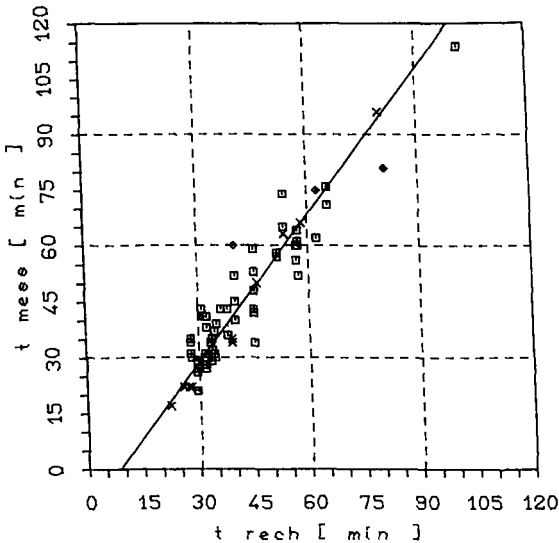


BILD 9 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
 Abbrandfunktion $w_g = 0.078 t$
 — Regressionsgerade $t_{rech} = C_1 \cdot t_{mess} + C_2$ (s.TAB 2)

Als nächster Schritt wurde die für das Rechenmodell erforderliche Abbrandrate aus den im Versuch erreichten Versagenszeiten durch eine entsprechende Berechnung ermittelt. Anschließend wurde aus diesen Werten eine Regressionsfunktion für die Abbrandrate bestimmt (s. Bild 10) und damit wiederum eine Berechnung der Versagenszeiten durchgeführt (s. Bild 11).

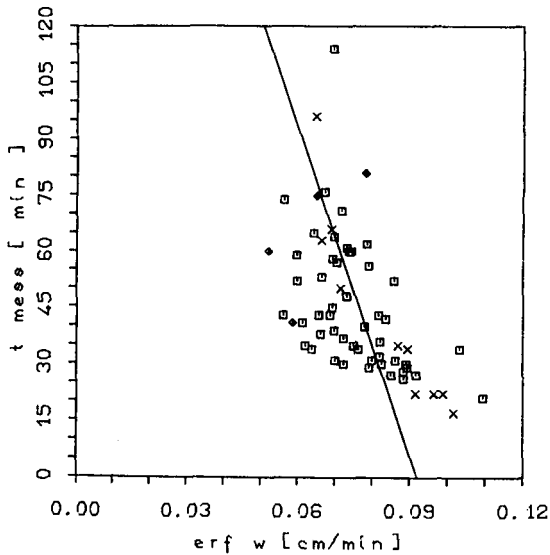


BILD 10 Regressionsfunktion für die erforderliche Abbrandrate

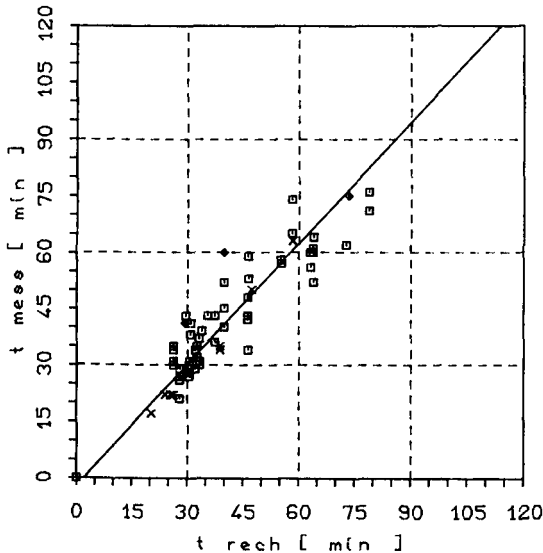


BILD 11 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

Abbrandfunktion $w_g = (-0.000344 \cdot t + 0.092) \cdot t$

— Regressionsgerade $t_{rech} = C_1 \cdot t_{mess} + C_2$ (s. TAB 2)

Die Abbrandrate ist nunmehr als zeitabhängige Variable definiert, d.h. der Gesamtabbrand ist eine quadratische Funktion der Zeit. Dies führt zwar zu einer wesentlich besseren Übereinstimmung zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen, gleichzeitig können aber die Versuche Nr. 59, 62, 63 und 65 nicht mehr nachgerechnet werden. Die vorgegebene Abbrandfunktion

$$w_g = (-0.000344 \cdot t_{\text{rech}} + 0.092) \cdot t_{\text{rech}}$$

ergibt als größten, rechnerisch erreichbaren Gesamtabbrand $w_g = 6.12$ cm. Für die o.a. Versuche

Nr. 59	b/d = 28/28 cm	F/zul F = 0.33
Nr. 62/63	b/d = 56/28 cm	F/zul F = 0.45
Nr. 65	b/d = 40/40 cm	F/zul F = 0.87

ist aber ein größerer Gesamtabbrand erforderlich, um einen Schnittpunkt der Funktion der Querschnittsspannung $\sigma(w)$ mit der Knickspannung $\sigma_{kr}(w)$ zu erreichen.

Das Verfahren ist also zumindest für große und/oder nur gering ausgenutzte Querschnitte nicht anwendbar, ferner ist eine sich mit der Zeit verkleinernde Abbrandrate und ein nicht mehr linearer Gesamtabbrand eine den Meßergebnissen widersprechende und physikalisch nicht zu begründende Annahme.

Eine zweite Möglichkeit besteht in der Einführung eines konstanten Abzuges, d.h. in einer generellen rechnerischen Verkleinerung des Querschnitts, mit der die Verminderung der Tragfähigkeit in der Zersetzungszone und im Kernbereich kompensiert werden soll. Die geringsten, analog zu Bild 9 ermittelten Abweichungen ergaben sich

bei einem Ansatz von $w = \text{const} = 0.07 \text{ cm/min}$ mit einem Abzug von $\Delta w_g = 0.31 \text{ cm}$ (s. Bild 12).

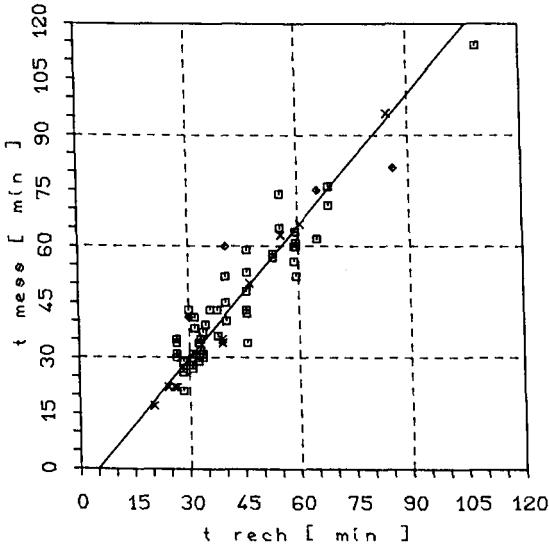


BILD 12 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
 Abbrandfunktion $w_g = 0.07 \cdot t + 0.31$
 — Regressionsgerade $t_{\text{rech}} = C_1 \cdot t_{\text{mess}} + C_2$ (s.TAB 2)

Die Regressionsgerade liefert auch hier zu kleine Werte für geringe Versagenszeiten und entsprechend zu große Werte bei Zeiten $t_{\text{rech}} > 40$ Minuten.

Um bessere Übereinstimmung zu erzielen, muß in einem nächsten Schritt von der gemessenen mittleren Abbrandrate abgewichen werden. Eine Regressionsrechnung für den erforderlichen Gesamtabbrand w_g

liefert die in Bild 13 dargestellte Funktion.

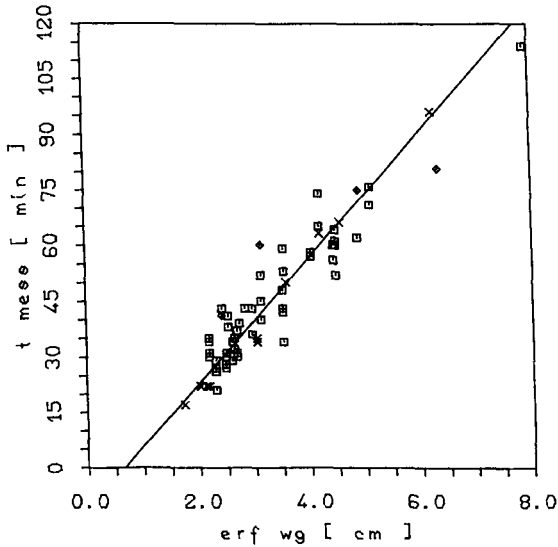


BILD 13 Regressionsgerade für den erforderlichen Gesamtabbrand

Die mit dieser Funktion ermittelten Versagenszeiten sind in Bild 14 wiedergegeben, es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Versuchs- und Rechenergebnisse (s.a. Tabelle 2).

Abbrandfunktion	Bild Nr.	Regressionsgerade		Δt i.M.	in %	max. Δt	in %	min. Δt	in %
$w_g =$		C_1	C_2	[min]	[-]	[min]	[-]	[min]	[-]
0.07 t	8	0.8448	9.166	1.9	8.1	16.1	56.1	-15.4	25.7
0.078 t	9	0.7581	8.226	-3.1	2.9	10.9	40.0	-20.5	33.3
(-0.00034 t + 0.092) t	11	0.9321	1.927	-1.0	1.2	12.2	35.8	-20.0	33.4
0.07 t + 0.31	12	0.8448	4.738	-2.5	3.0	11.7	35.0	-19.8	33.1
0.059 t + 0.64	14	1.0001	0.001	0.0	0.7	15.0	42.5	-18.1	30.4

TABELLE 2

Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsansätze

Abbrand w_g in [cm] für t in [min]

Regressionsgerade $t_{rech} = C_1 t_{mess} + C_2$

die %-Angaben sind jeweils auf t_{mess} bezogen

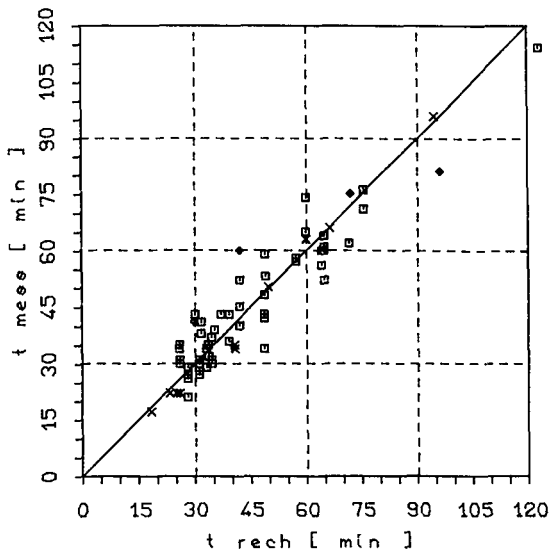


BILD 14 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

Abbrandfunktion $w_g = 0.059 \cdot t + 0.64$

— Regressionsgerade $t_{rech} = C_1 \cdot t_{mess} + C_2$ (s.TAB 2)

× = 11 Versuche IBMB frei drehbar gelagert

□ = 50 Versuche BAM teileingespannt

◇ = 4 Versuche IBMB teileingespannt

2. Holzbalken

2.1 Vorliegende Versuchsergebnisse

Für Holzbalken liegen folgende Versuchsergebnisse vor

- 23 bretttschichtverleimte Balken aus Nadelholz Güteklasse I oder II, berichtet in / 13 /
- 4 Vollholzbalken NH GK II in / 15 u. 16 /
- 24 bretttschichtverleimte Balken NH GK II, in / 15 u. 16 /

Dazu sind einige Anmerkungen erforderlich :

Von den 23 am Otto-Graf-Institut (OGI) in Stuttgart geprüften Balken können 2 in die weitere Betrachtung mit einbezogen werden. Die Versuche wurden nach einer 30-minütigen Beflammung abgebrochen und die Balken danach bis zum Bruch belastet, nur 4 Balken versagten vor der 30. Minute. Davon trat bei 2 Balken ein Versagen durch Schubbruch ein, sie können also im Rahmen der folgenden Ausführungen, die sich auf ein Biegeversagen der Balken im Brandfall beschränken, nicht verwendet werden. Allerdings sind für alle in / 13 / angeführten Versuche Messungen des Biege-E-Moduls und des Abbrandes der Probekörper aufgeführt. Die gemessenen Werte für den E-Modul liegen zwischen 10700 N/mm^2 und 16500 N/mm^2 , im Mittel bei 14000 N/mm^2 , die Streuung ist also wesentlich geringer als bei den unter 1.1 angeführten Werten für Holzstützen. Die Ursache dafür dürfte in der Bestimmung der Werte liegen, die hier nicht an Probekörpern, sondern an dem Gesamtbauteil aus der Durchbiegung bei Aufbringung der Last im Kalten bis zur zulässigen Biegespannung bestimmt wurde.

Für die 4 Vollholzbalken gilt dasselbe wie unter 1.1 ausgeführt, außerdem liegen mit 4 Versuchen zuwenig Ergebnisse für eine systematische Untersuchung vor.

Von den 24 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in Braunschweig (IBMB) geprüften Balken muß ein Versuch ebenfalls aus der Betrachtung ausgenommen werden, dort trat das Versagen frühzeitig durch Kippen des Trägers ein.

In Tabelle 3 sind die maßgebenden Werte zusammengestellt. Die Versuche decken den Bereich $12 < d < 30$ cm, $20 < d < 60$ cm und $0.80 < h/b < 5.0$ bei der Variation der Querschnittsgeometrie ab, für die Spannungsausnutzung liegt keine Variation vor, alle Versuche sind mit der maximal zulässigen Belastung durchgeführt worden.

Bei dem mit -- in Tabelle 3 statt einer Nummer gekennzeichneten Wert trat das Versagen durch Kippen ein, der Balken Nr. 25 war vor der Versuchsdurchführung mit einer 5%-igen Lösung eines Mehrfach-Holzschutzmittels getränkt worden.

Die Versuche Nr. 1 - 6 wurden mit dreiseitiger Beflammung der Balken, d.h. mit einer Abdeckung der Oberseite, durchgeführt, alle anderen Versuche wurden mit allseitiger Beflammung durchgeführt.

**TABELLE 3 - Versuchsergebnisse von bretttschichtverleimten
Holzbalken im Brandfall**

Nr.	b	a	a/b	σ_B	t_F	Bezeichnung
	(cm)		(-)	(N/mm ²)	(min)	
1	16	26	1.63	11.0	56	Nr. 5/11 IBMB
2	16	28	1.75	11.0	52	Nr. 5/5 IBMB
3	18	27.9	1.55	11.0	65	Nr. 4/9 IBMB
4	20	25	1.25	11.0	78	Nr. 4/10 IBMB
5	25	20	0.80	11.0	79	Nr. 4/11 IBMB
6	27.5	43.6	1.59	11.0	75	Nr. 4/14 IBMB
<hr/>						
7	12	29.2	2.42	11.0	34	Nr. 4/7 IBMB
8	12	33.4	2.78	11.0	37	Nr. 4/1 IBMB
9	12	33.4	2.78	11.0	39	Nr. 4/5 IBMB
10	12	37.5	3.13	11.0	42	Nr. 5/1 IBMB
--	12	60	5.00	11.0	29	Nr. 5/6 IBMB
11	14	25	1.78	11.0	41	Nr. 4/8 IBMB
12	14	28.6	2.04	11.0	44	Nr. 4/2 IBMB
13	14	28.6	2.04	11.0	44	Nr. 4/6 IBMB
14	16	25	1.56	11.0	41	Nr. 4/3 IBMB
15	16	28.1	1.76	11.0	41	Nr. 5/2 IBMB
16	16	60	3.75	11.0	49	Nr. 5/7 IBMB
17	20	22.5	1.12	11.0	33	Nr. 5/3 IBMB
18	20	30	1.50	11.0	47	Nr. 4/4 IBMB
19	20	60	3.00	11.0	79	Nr. 5/8 IBMB
20	22	20.5	0.93	11.0	40	Nr. 5/4 IBMB
21	24	50	2.08	11.0	76	Nr. 4/12 IBMB
22	24	60	2.50	11.0	75	Nr. 5/9 IBMB
23	30	40	1.34	11.0	74	Nr. 4/13 IBMB
24	13	30	2.30	13.0	26.5	Wc 2 OGI
25	24	20	0.83	13.0	28	WA 2 OGI

2.2 Vorhandene Berechnungsverfahren

In / 18 / wird ein Berechnungsverfahren vorgestellt, bei dem in Abhängigkeit von den Ausgangsabmessungen, dem Abbrand, der Resthöhe des Querschnitts im Versagenszeitpunkt und einem Faktor k/α die Versagenszeit für drei- und vierseitige Beflammung ermittelt werden kann. Dabei sind :

$$\begin{aligned} k &= \sigma / \sigma_{Br}(20) \\ \alpha &= \sigma_{Br}(t) / \sigma_{Br}(20) \\ \text{mit } \sigma &= \text{vorhandene Spannung am vollen Querschnitt} \\ \sigma_{Br}(20) &= \text{Bruchspannung bei Raumtemperatur} \\ \sigma_{Br}(t) &= \text{Bruchspannung des Restquerschnitts im} \\ &\quad \text{Versagenszeitpunkt} \end{aligned}$$

Dabei ist der Abbrand als gleichmäßig an allen Seiten des Querschnitts angesetzt worden.

Die in / 13 / aufgeführten Meßwerte für den Gesamtabbrand lassen aber bei belasteten Balken einen Unterschied zwischen dem Abbrand der Seitenflächen und der Ober- bzw. Unterseite erkennen. Bis auf 2 Meßwertpaare ist der Abbrand an der Unter-/Oberseite deutlich größer als an den Seitenflächen, ein Effekt, der um so ausgeprägter auftritt, je größer das Seitenverhältnis h/b ist und darauf zurückgeführt werden kann, daß bei einer Biegebeanspruchung mit der dazugehörigen Durchbiegung die untere verkohlte Schicht zum Teil abgelöst wird und somit die Schutzwirkung für den Restquerschnitt vermindert wird.

In / 15 / wird demzufolge zwischen einer seitlichen Abbrandrate von $w_s = 0.08 \text{ cm/min}$ und einer unteren/oberen Abbrandrate von $w_u = 0.11 \text{ cm/min}$ unterschieden. Das dort vorgestellte Berechnungsverfahren

ermittelt ausgehend von diesen Abbrandraten einen rechteckigen, ideellen Restquerschnitt und daraus mit den aus den Versuchen bekannten Belastungen und Versagenszeiten eine Bruchspannung $\sigma_{Br}(t)$ zum Versagenszeitpunkt. Als Mittelwert der sich so ergebenden Bruchspannungen ergibt sich

bei 3-seitiger Beflammung $\sigma_{Br}(t) = 28.5 \text{ N/mm}^2$

bei 4-seitiger Beflammung $\sigma_{Br}(t) = 33.9 \text{ N/mm}^2$

Mit diesen mittleren Bruchspannungen wurden dann in Abhängigkeit von der im Kalten vorhandenen Biegespannung und dem Widerstandsmoment des Ausgangsquerschnitts Feuerwiderstandsdauern getrennt für 3- und 4-seitige Beflammung ermittelt und graphisch dargestellt.

In / 16 / sind mit demselben Verfahren ermittelte Versagenszeitpunkte für verschiedene Biegespannungen bei gegebenem Seitenverhältnis h/b ohne vorherige Berechnung des Widerstandsmomentes aus Graphiken zu entnehmen.

Die in DIN 4102, Teil 4, Tabelle 61/62 aufgeführten Mindestabmessungen für eine Feuerwiderstandsdauer von 30 bzw. 60 Minuten sind ebenfalls mit dieser Berechnungsmethode ermittelt worden.

In / 10 / wird mit einer Unterscheidung zwischen seitlichem und unterem/oberem Abbrand wie vor unter Einbeziehung einer mittleren maßgebenden Temperatur und dem dazugehörigen Abfall der Festigkeit (s.a. 1.2) ein aufnehmbares Moment des Restquerschnitts ermittelt. Der Versagenszeitpunkt des Balkens ist gegeben, wenn dieses Grenzmoment unter das aus äußerer Last hervorgerufene Moment sinkt.

2.3 Formelzusammenstellung und Ablauf eines eigenen Rechenprogramms

Der Versagenszeitpunkt t_F eines Holzbalkens bei einer Brandbeanspruchung nach ETK ist erreicht, wenn die maximale Randspannung $\sigma_B(w)$ am Restquerschnitt die theoretische Grenzspannung σ_{Br} überschreitet. Da hier nur Versuche mit reiner Biegung ohne Normalkraft vorliegen, kann t_F als der Zeitpunkt definiert werden, in dem das aufnehmbare Moment des Restquerschnitts $M_{Br}(w)$ unter das Gebrauchslastmoment M_L sinkt.

$$M_{Br}(w) = \sigma_{Br} \cdot W_r(w) < M_L \quad (7)$$

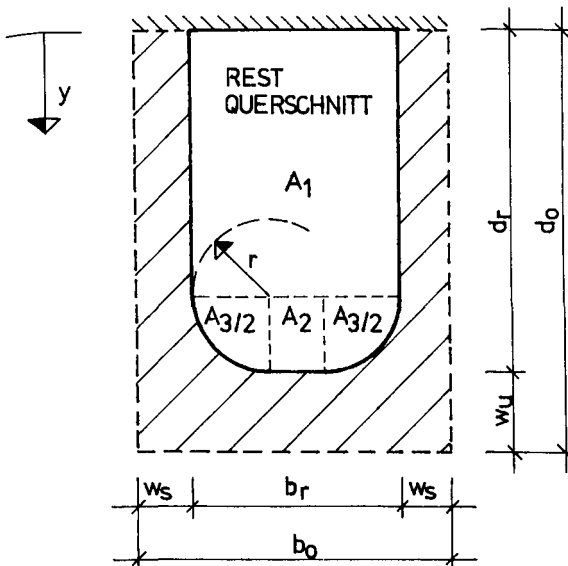


BILD 15 Restquerschnitt eines Holzbalkens bei 3-seitiger Beflammung

Es ergibt sich für einen 3-seitig beflamten Querschnitt :

$$w_r(w) = I_r(w) / y_s \quad (8a)$$

mit

$$\begin{aligned} A_1 &= (d_r - r) \cdot b_r & y_1 &= (d_r - r) / 2 \\ A_2 &= (b_r - 2r) \cdot r & y_2 &= d_r - r / 2 \\ A_3 &= \pi \cdot r^2 / 2 & y_3 &= d_r - r + 4r / 3\pi \\ y_s &= \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i \end{aligned}$$

$$I_r(w) = \sum I_i + \sum (y_s - y_i)^2 \cdot A_i$$

Bei 4-seitiger Beflammung ergibt sich $I_r(w)$ nach (4b), s. Abschn. 1.3 und damit

$$w_r(w) = I_r(w) \cdot 2.0 / d_r \quad (8b)$$

Dabei ist der Radius des Eckenabbrandes definiert zu

$$r = w_u \quad \text{bei} \quad w_u < b_r / 2 \\ \leq d_r / 2$$

oder

$$\begin{aligned} r &= b_r / 2 \quad \text{für} \quad w_u > b_r / 2 \\ \text{bzw.} \quad r &= d_r / 2 \quad \text{für} \quad w_u > d_r / 2 \end{aligned}$$

Der Versagenszeitpunkt ergibt sich aus der Definition der Abbrandfunktionen

$$\begin{aligned} w_s &= f(t) \\ \text{und} \quad w_u &= f(t) \end{aligned}$$

Die in das Berechnungsmodell eingehenden Größen sind also :

- Querschnittsabmessungen d_o , b_o
- Belastung des Balkens - M_L oder σ_B
- Aufnehmbare Biegebruchspannung σ_{Br}
- Abbrandfunktionen $w_s = f(t)$ und $w_u = f(t)$

Ablauf des Programms :

- A. Vorgabe eines Zeitpunktes t
- B. Ermittlung des Gesamtabbrandes w_{gs} und w_{gu}
- C. Berechnung des Widerstandsmomentes $W_r(w)$ mit (8a) oder (8b)
- D. Ermittlung des maximal aufnehmbaren Moments $M_{Br}(w)$ mit (7)
- E. Vergleich M_L mit $M_{Br}(w)$, Ende wenn $M_L > M_{Br}(w)$ oder
Vorgabe eines neuen Zeitpunktes $t = t + \Delta t$ und weiter mit B.

2.4 Eingangsgrößen für das Berechnungsmodell

Wie bei Holzstützen unterliegen natürlich auch hier die Eingangsgrößen z.T. erheblichen Streuungen :

- Die Querschnittsabmessungen b und d wie unter 1.4
- Die Belastung und die Systemabmessungen der Prüfkörper sind nur im Rahmen der Meß- und Regelgenauigkeit anzusetzen
- Die Biegebruchspannung σ_{Br} ist eine rechnerische Größe, die sich bei der Annahme einer linearen Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe aus der Bruchlast ermitteln läßt. Sie setzt sich also aus der im Bruchzustand vorhandenen Biegedruck- und Biegezugspannung sowie deren nichtlinearen Verteilungen sowohl über die Querschnittshöhe als auch -breite zusammen. Damit dürfte die Streubreite für σ_{Br} zumindest in der gleichen Größenordnung wie bei der Zug- bzw. Druckspannung liegen. In DIN 68364 sind für σ_{Br} folgende Mittelwerte und Streuungen angegeben :

Holzart	σ_{Br} N/mm ²	V %	5%-Frakt. N/mm ²	95%-Frakt. N/mm ²
Fichte	68.0	14.2	52.1	83.9
Tanne	68.0	12.7	53.7	82.2
Kiefer	80.0	19.0	54.9	105.1
Lärche	93.0	17.1	66.8	119.2

In / 20 / werden als Mittelwerte Festigkeiten von 73 - 100 N/mm² angegeben. Eine Übertragung dieser an kleinen Proben ermittelten Werte auf ein Gesamtbauteil ist nur unter Vorbehalt möglich, es

wird hier aber, um den Einfluß zu verdeutlichen, mit den sich bei Zugrundelegung einer Normalverteilung ergebenden Fraktilwerten gerechnet.

- Die in / 15 / und / 13 / angegebenen Abbrandtiefen ergeben bei Umrechnung auf Abbrandraten folgende Mittelwerte :

	seitlich	unten/oben	
3-seitig /15/	0.067	0.078	cm/min
4-seitig /15/	0.069	0.097	"
4-seitig /13/	0.058	0.070	"
alle Versuche	0.063	0.081	"
kleinster Wert	0.051	0.053	"
größter Wert	0.081	0.129	"

Die folgenden Bilder zeigen den Einfluß der einzelnen Werte. Es wurde variiert :

Eingangswert	min.	mittel	max.	Bild Nr.
b und d	-1.5%	----	1.5%	16
σ_{Br}	52.1	77.3	119.2	N/mm ² 17
Abbrandrate seitlich	0.051	0.063	0.081	cm/min 18
" unten/oben	0.053	0.081	0.129	" 19

Es zeigt sich wiederum die große Empfindlichkeit des Berechnungsmodells bei einer Änderung des Abbrandes. Allerdings ergeben sich bei allen Ansätzen große Abweichungen von t_{rech} zu t_{mess} .

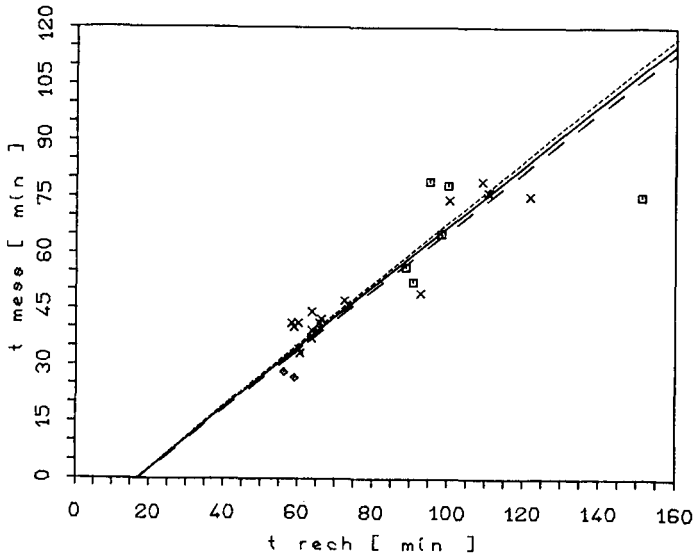


BILD 16 Variation der Querschnittsabmessungen um $\pm 1.5\%$

□ = 3-seitig beflammt, X ◇ = 4-seitig beflammt

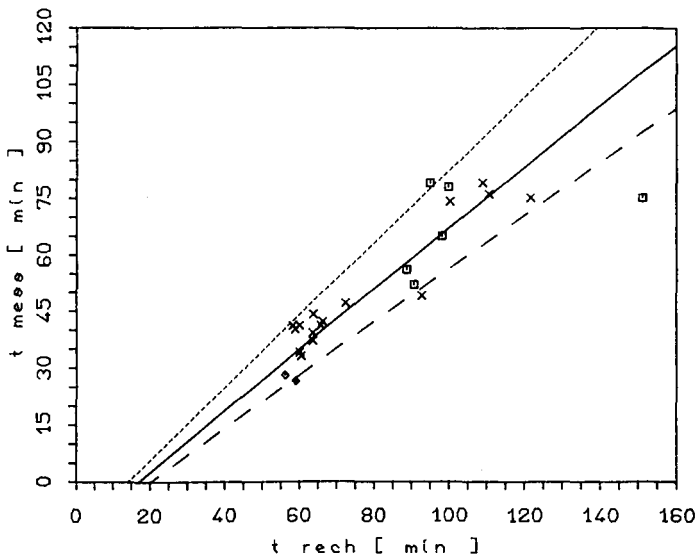


BILD 17 Variation der Biegebruchspannung σ_{Br}

□ = 3-seitig beflammt, X ◇ = 4-seitig beflammt

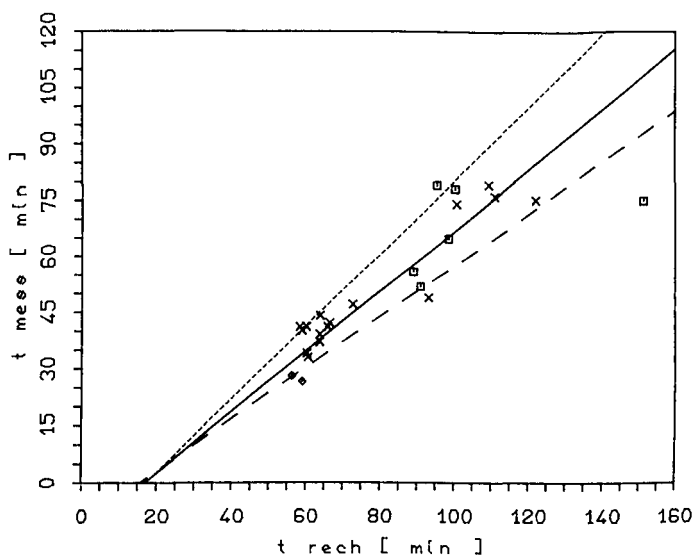


BILD 18 Variation der seitlichen Abbrandrate

□ = 3-seitig beflammt, × ◇ = 4-seitig beflammt

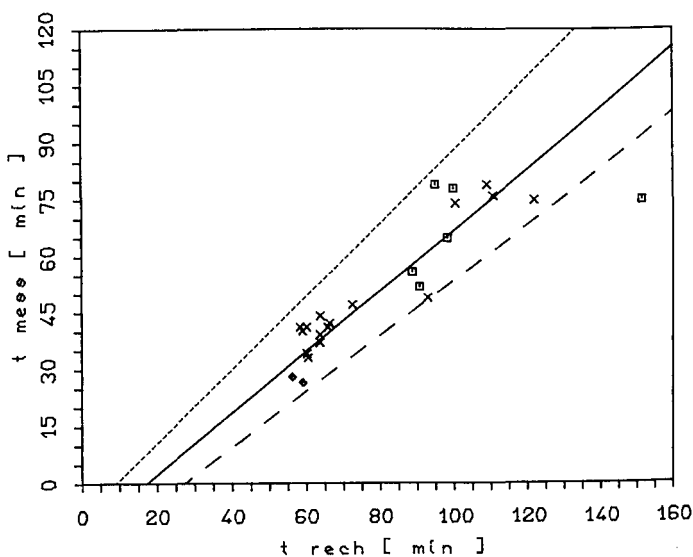


BILD 19 Variation der unteren/oberen Abbrandrate

□ = 3-seitig beflammt, × ◇ = 4-seitig beflammt

2.5 Rechnerische Abbrandfunktion

Wie bei den Holzstützen soll auch hier eine Verbesserung der Berechnungsergebnisse ausschließlich über die Modifikation der Abbrandrate erfolgen. Es wurde zuerst wegen des größeren Einflusses auf das Widerstandsmoment die untere/obere Abbrandrate w_u so bestimmt, daß die auf die gemessene Versagenszeit bezogenen Abweichungen minimal wurden (s. Bild 20), dabei wurde w_s als Mittelwert der Messungen belassen.

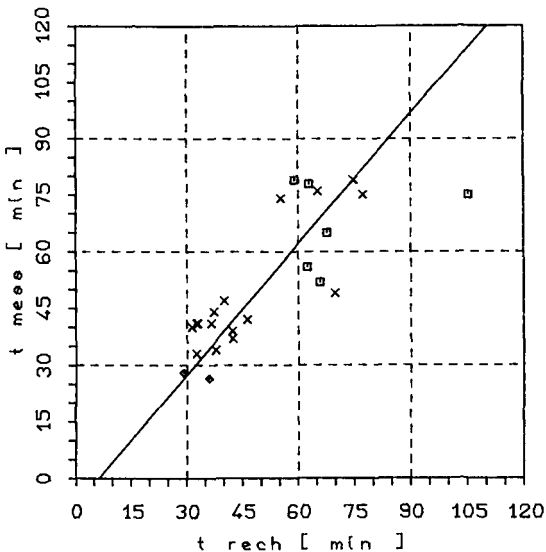


BILD 20 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
 $w_u = 0.1725 \text{ cm/min}$, $w_s = 0.063 \text{ cm/min}$

Für Bild 21 ist die erforderliche seitliche Abbrandrate entsprechend bei Ansatz von $w_u = 0.081 \text{ cm/min}$ zu $w_s = 0.131 \text{ cm/min}$

bestimmt worden. Die resultierenden Ergebnisse können nicht als befriedigend bezeichnet werden, die Abweichungen von Rechnung und Messung sind vor allen bei Zeiten > 60 Minuten gravierend.

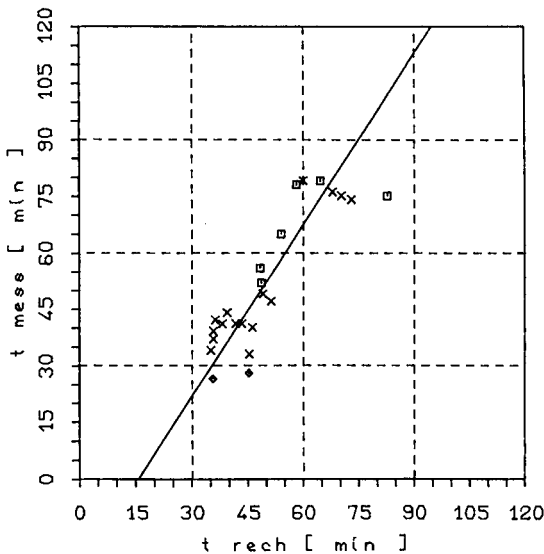


BILD 21 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
 $w_s = 0.131 \text{ cm/min}$, $w_u = 0.081 \text{ cm/min}$
 \square = 3-seitig beflammt, $\times \diamond$ = 4-seitig beflammt

Daher wurde wie bei den Holzstützen die erforderliche untere/obere Abbrandrate w_u bzw. die erforderliche seitliche Abbrandrate w_s mittels einer Regressionsrechnung aus den im Versuch erreichten Versagenszeiten bestimmt. Die Ergebnisse der Berechnung mit diesen Funktionen sind in Bild 22 und 23 dargestellt. Es zeigt sich wiederum, daß ein Versuch nicht nachgerechnet werden kann, dieser Berechnungsansatz kann also nicht als Ergebnis angesehen werden.

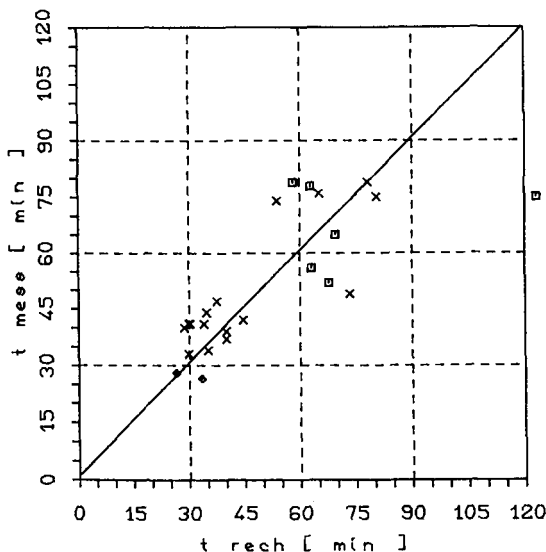


BILD 22 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$$w_u = (0.36 \cdot 10^{-3} t_{\text{rech}} + 0.199) \cdot t_{\text{rech}}$$

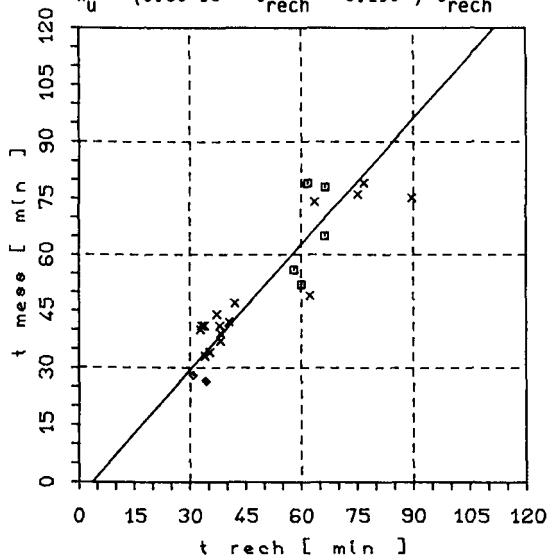


BILD 23 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$$w_s = (0.37 \cdot 10^{-3} t_{\text{rech}} + 0.114) \cdot t_{\text{rech}}$$

$\square = 3\text{-seitig beflammt}, \times \diamond = 4\text{-seitig beflammt}$

Zur Verbesserung der Ergebnisse wurde mit einem Abzug, d.h. mit einer zusätzlichen, nicht tragfähigen Zone gerechnet. Es ergaben sich als erforderliche "Vorabbrände" bei Ansatz der unter 2.4 aufgeführten mittleren Abbrandraten :

- erf $\Delta w_u = 4.00$ cm (s. Bild 24)
- erf $\Delta w_s = 3.13$ cm (s. Bild 25)
- erf Δw_u und erf $\Delta w_s = 2.00$ cm (s. Bild 26)

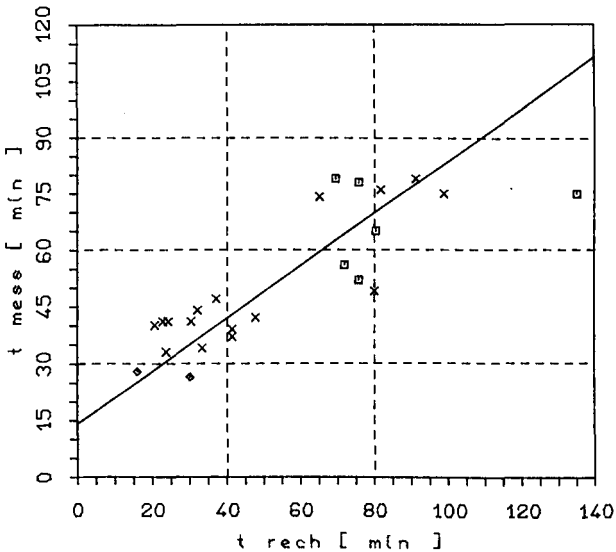


BILD 24 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten
 $\Delta w_u = 4.00$ cm, $w_u = 0.081$ cm/min, $w_s = 0.063$ cm/min
 \square = 3-seitig beflammt, \times \diamond = 4-seitig beflammt

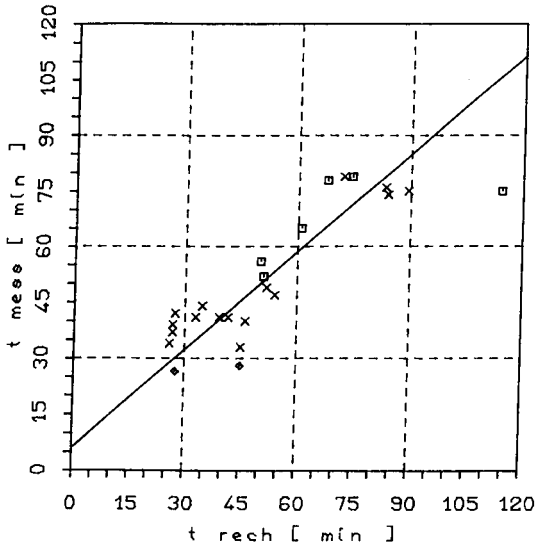


BILD 25 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$\Delta w_s = 3.13 \text{ cm}$, $w_u = 0.081 \text{ cm/min}$, $w_s = 0.063 \text{ cm/min}$

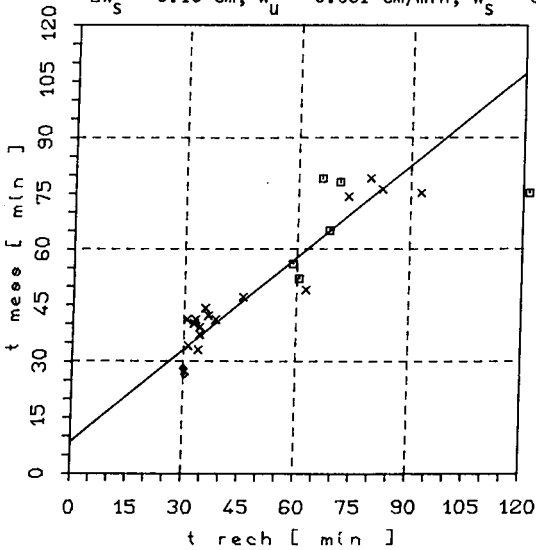


BILD 26 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$\Delta w = 2.00 \text{ cm}$, $w_u = 0.081 \text{ cm/min}$, $w_s = 0.063 \text{ cm/min}$

\square = 3-seitig beflammt, \times \diamond = 4-seitig beflammt

Es zeigt sich hier generell eine zu kleine Einschätzung der geringen Versagenszeiten und eine Überschätzung bei $t_{rech} > \text{ca. } 60$ Minuten.

Ein gemeinsamer Ansatz für die Abbrandraten w_s und w_u ergibt sich als Regressionsfunktion aus den in /13/ und /15/ angegebenen Abbrandtiefen zu :

$$\begin{aligned} w_u &= 1.474 \cdot w_s - 0.012 && \text{cm/min} \\ \text{bzw. } w_s &= 0.293 \cdot w_u + 0.396 && \text{cm/min.} \end{aligned}$$

Mit diesen Zusammenhängen wurde nun wiederum der erforderliche Gesamtabbrand getrennt für $\sum w_u = f(t_{rech})$ bei $w_s = f(w_u)$ und $\sum w_s = f(t_{rech})$ bei $w_u = f(w_s)$ bestimmt. Eine Nachrechnung der Versuche ergab die in Bild 27 und 28 dargestellten Ergebnisse. Mit den in Bild 28 verwendeten Funktionen

$$\begin{aligned} w_s &= 0.075 \cdot t_{rech} + 0.892 && \text{cm/min} \\ \text{und } w_u &= 1.472 \cdot w_s - 0.012 && \text{cm/min} \end{aligned}$$

sind sowohl die maximalen Abweichungen von t_{rech} zu t_{mess} als auch die mittlere absolute Abweichung aller Ergebnisse geringer als in Bild 27.

Mit diesen o.a. Zusammenhängen können also die vorliegenden Versuchsergebnisse gemeinsam für 3-seitige und 4-seitige Beflammung ohne Ansatz temperaturabhängiger Materialparameter nachgerechnet werden, bis auf einen Versuch - Nr.4/14 IBMB - sind die Abweichungen der Meß- und Berechnungsergebnisse gering.

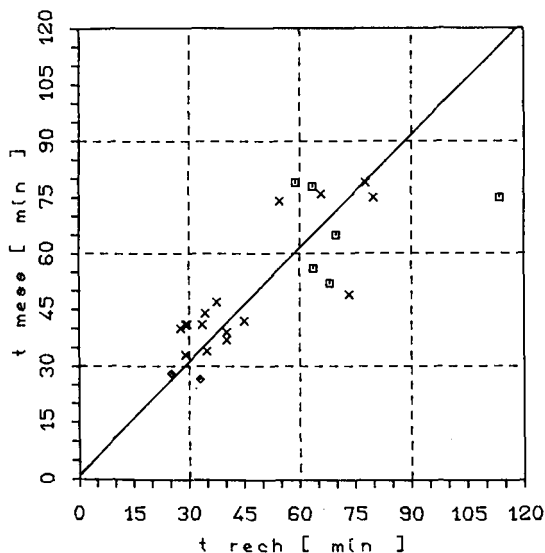


BILD 27 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$$w_u = 0.158 \cdot t_{\text{rech}} + 1.03, w_s = f(w_u)$$

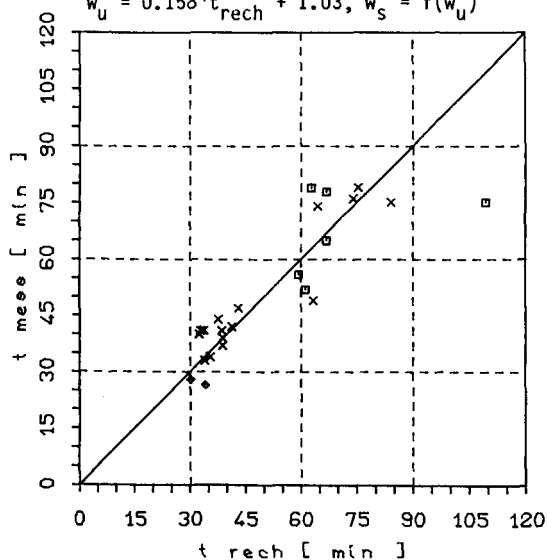


BILD 28 Vergleich der gemessenen und gerechneten Versagenszeiten

$$w_s = 0.075 \cdot t_{\text{rech}} + 0.89, w_u = f(w_s)$$

□ = 3-seitig beflammt, ×◇ = 4-seitig beflammt

3. Zusammenfassung

Die vorgestellten, einfachen Berechnungsverfahren sind in der Lage, mit einer rechnerischen Abbrandfunktion, die sich durch die Einführung eines zusätzlichen Abzugwertes bei gleichzeitiger Veränderung der Abbrandrate gegenüber gemessenen Werten für den Abbrand unterscheidet, die Versuchsergebnisse insgesamt bestmöglich nachzurechnen. Dabei ist die Ermittlung der Temperaturverteilung im Querschnitt und die Zuordnung von gegenüber den Ausgangswerten reduzierten Materialparametern zu diesen Temperaturen nicht erforderlich, ferner wird mit den Materialkennwerten für Nadelholz der Güteklasse I gerechnet.

Die Abweichungen einzelner Berechnungsergebnisse von den gemessenen Versagenszeiten erklären sich dabei aus der unter 1.4 und 2.4 erläuterten großen Streuung der Eingangswerte.

Eine weitergehende Untersuchung des Einflusses dieser Streuungen auf den Versagenszeitpunkt wurde für Holzstützen in Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt D1 des SFB 148 begonnen. Als Ergebnis daraus sollen Aussagen über die Zuverlässigkeit der berechneten Versagenszeiten und die Übertragbarkeit auf Kombinationen von Eingangswerten, die bislang nicht durch Versuche geprüft wurden, möglich werden.

Literaturverzeichnis

- / 1 / Kordina, K. Brandverhalten von Holzkonstruktionen
Meyer-Ottens, C. Heft A 49 - Informationsdienst HOLZ
Dreyer, R. Hrsg.: Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.
Stanke, J. 1969/70
- / 2 / Knublauch, E. Der Abbrand als Grundlage zur theoretischen
Rudolphi, R. Vorausbestimmung der Feuerwiderstandsdauer
von Holzbauteilen
Bauen mit Holz, Heft 12 / 1971
- / 3 / Kordina, K. Das Brandverhalten von Holzbauteilen
Krampf, L. In : Holzbautaschenbuch, Abschn. 5
Meyer-Ottens, C. 7. Auflage 1974
- / 4 / Kordina, K. Feuerwiderstandsklassen von Bauteilen
Meyer-Ottens, C. aus Holz und Holzwerkstoffen
Bericht des Instituts für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau an der TU Braunschweig
Hrsg. : Entwicklungsgemeinschaft Holzbau
Dez. 1977
- / 5 / Seekamp, H. Das Brandverhalten von belasteten
Stanke, J. Holzstützen
Bauen mit Holz, Heft 5 / 1969
- / 6 / Klement, E. Das Brandverhalten von Holzstützen unter
Rudolphi, R. Druckbeanspruchung
Stanke, J. Bauen mit Holz, Heft 5 und 6 / 1972
- / 7 / Stanke, J. Das Brandverhalten von Holzstützen unter
Klement, E. Druckbeanspruchung
Rudolphi, R. Bericht Nr. 24 der Bundesanstalt für
Materialprüfung in Berlin, Nov. 1973
- / 8 / Rudolphi, R. Zur rechnerischen Übertragbarkeit der
Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel
von Stahl- und Holzstützen
Dissertation Berlin 1979
- / 9 / Haksever, At. Brandverhalten von brettschichtverleimten
Meyer-Ottens, C. Holzstützen
In : Forschungsbeiträge für die Baupraxis
Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet
Berlin 1979
- / 10 / Haksever, A. Brandverhalten von brettschichtverleimten
Holzstützen und Holzbalken
Bauingenieur 57 (1982)
- / 11 / Meyer-Ottens, C. Brandverhalten von Holzbauteilen und deren
Verbindungsmitteln - Gesamtkonstruktion
Bauen mit Holz, Heft 3 / 1983

- / 12 / Petterson, O. Fire design of wooden structures
Jönsson, R. International Seminar on Three Decades
 of Structural Fire Safety, Borehamwood 1983

- / 13 / Dorn, H. Brandversuche an brett-schichtverleimten
Egner, K. Holzträgern unter Biegebeanspruchung
 Holz als Roh- und Werkstoff, Heft 8 / 1967

- / 14 / Dreyer, R. Brandverhalten von Holzträgern unter
 Biege- und Feuerbeanspruchung
 Bauen mit Holz, Heft 5 / 1969

- / 15 / Meyer-Ottens, C. Feuerwiderstandsdauer unbekleideter
 Holzbalken mit Rechteckquerschnitt
 Bauen mit Holz, Heft 5 / 1976

- / 16 / Meyer-Ottens, C. Feuerwiderstandsdauer unbekleideter hoher
 Rechteckbalken aus Brettschichtholz
 In : Forschungsbeiträge für die Baupraxis
 Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet
 Berlin 1979

- / 17 / Tenning, K. Glued laminated timber beams : fire tests
 and experience in practice
 Symposium No. 3 - Fire and structural use
 of timber in buildings - 1967

- / 18 / Üdeen, K. Fire resistance of glued, laminated timber
 structures
 Symposium No. 3 - Fire and structural use
 of timber in buildings - 1967

- / 19 / Kordina, K. Holz Brandschutz Handbuch
Meyer-Ottens, C. Düsseldorf 1983

- / 20 / Kollmann, F. Technologie des Holzes und der Holz-
 werkstoffe, Band 1 und 2
 2. Auflage Berlin 1951

Ein numerischer Ansatz zur Formulierung
eines aus Warmkriechversuchen abgeleiteten Stoffgesetzes
für Beton unter Berücksichtigung
der Spannungsgeschichte

von

Dipl.-Ing. Ekkehard Richter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	AB - Seite 2
2. Grundlagen	AB - Seite 2
3. Rechenverfahren	AB - Seite 6
4. Beispiele	AB - Seite 17
5. Zusammenfassung	AB - Seite 24
6. Literatur	AB - Seite 24

1. Einleitung

Eine wesentliche Voraussetzung für die wirklichkeitsnahe Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von brandbeanspruchten Betonbauteilen sind u. a. detaillierte Kenntnisse über das Materialverhalten des Betons sowohl unter stationärer als auch unter instationärer Temperatureinwirkung. Im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" werden im Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" seit 1972 Untersuchungen zu diesem Fragenkomplex durchgeführt. Ein Ergebnis dieser Untersuchungen sind die 1979 von Schneider in [1] vorgestellten Kriechfunktionen für Beton unter instationärer Temperaturbeanspruchung.

Im folgenden Beitrag soll gezeigt werden, wie diese, einer bestimmten Materialsituation entsprechenden Kriechkurven, für die Berechnung brandbeanspruchter Bauteile verwendet werden können.

2. Grundlagen

Die experimentelle Grundlage zur Ermittlung von Kriechkurven unter instationärer Temperaturbeanspruchung bilden sog. Warmkriechversuche. Bei diesen Versuchen wird eine unter konstanter Belastung stehende Betonprobe mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt und dabei kontinuierlich die Gesamtverformung gemessen. Diese Gesamtverformung setzt sich aus vier Anteilen zusammen:

- thermische Dehnung
- elastische Dehnung
- Schwinden
- Übergangskriechen

Die ersten beiden Anteile (thermische und elastische Dehnung) werden durch parallel zu den Warmkriechversuchen durchgeführte Untersuchungen bestimmt, zusätzlich wird in [1] davon ausgegangen, daß der Schwindanteil in der thermischen Ausdehnung enthalten ist und somit die Differenz aus thermischer und gemessener Gesamtverformung $\epsilon = \epsilon_{th} - \epsilon_{ges}$ in einen elastischen und einen nichtelastischen Anteil aufgespalten werden kann.

Im Bild 1 sind die gemessenen Gesamtverformungen über der Temperatur für einen Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag aufgetragen. Die folgenden Ausführungen gelten für einen solchen Beton; er wird in diesem Bericht als Normalbeton bezeichnet.

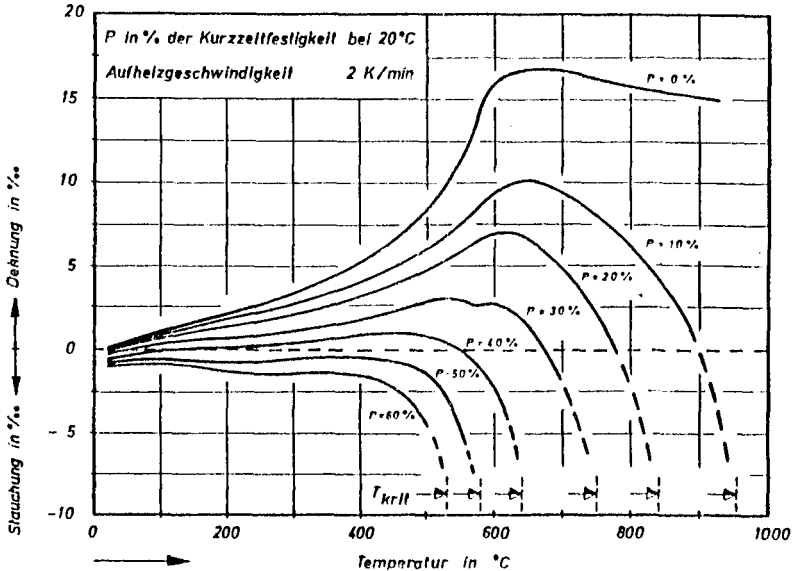


Bild 1: Gesamtverformung bei instationärer Wärmebeanspruchung

Aufgrund sehr eingehender Versuche wurde in [1] festgestellt, daß für nicht zu hohe Spannungsausnutzung ($\bar{\sigma} \lesssim 0,6 \cdot \beta_c$) sowie für Temperaturen von über 200 °C die nichtelastischen Dehnungen annähernd linear von der Spannung abhängen, so daß man unter Verwendung eines temperaturabhängigen Kriechmoduls $M(T)$ für die nichtelastischen Dehnungen schreiben kann:

$$\varepsilon_K(T) = \frac{\bar{\sigma}}{M(T)} \quad (1)$$

Zusammen mit den elastischen Dehnungen und nach Einführung einer temperaturabhängigen Kriechfunktion $\varphi(T)$ nach Gleichung (2)

$$\varphi(T) = [\varepsilon_{th}(T) - \varepsilon_{ges}(T)] \cdot \frac{E(T)}{\bar{\sigma}} - 1 \quad (2)$$

wird die Summe aus elastischen und nichtelastischen Dehnungen nach Gleichung (3) berechnet:

$$\varepsilon(T) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T)} [1 + \varphi(T)] \quad (3)$$

In Gleichung (3) bedeutet $\bar{\sigma}$ eine konstante Spannung, $E(T)$ den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul (Bild 2) und $\varphi(T)$ die temperaturabhängige Kriechfunktion (Bild 3). Als Elastizitätsmodul bei Normaltemperatur wird mit $E_0 = E(20^\circ\text{C}) = 800 \cdot \beta_c$ gerechnet.

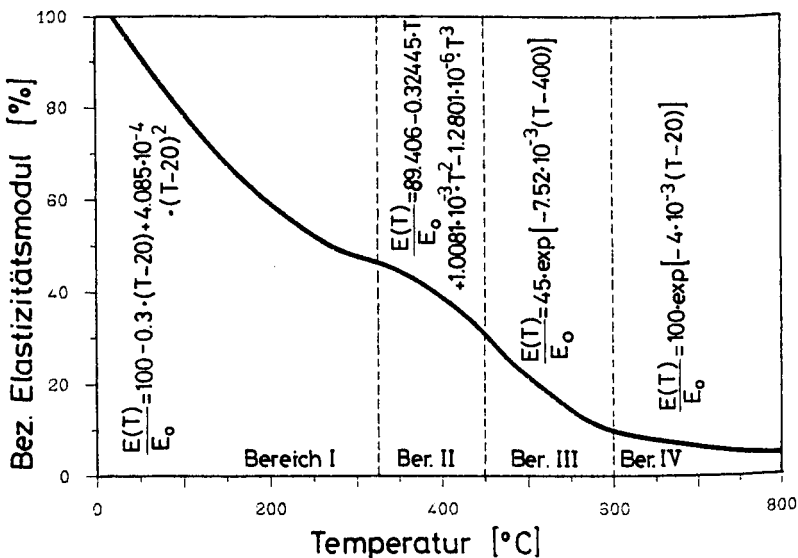


Bild 2: Temperaturabhängiger E-Modul von Normalbeton (aus [1])

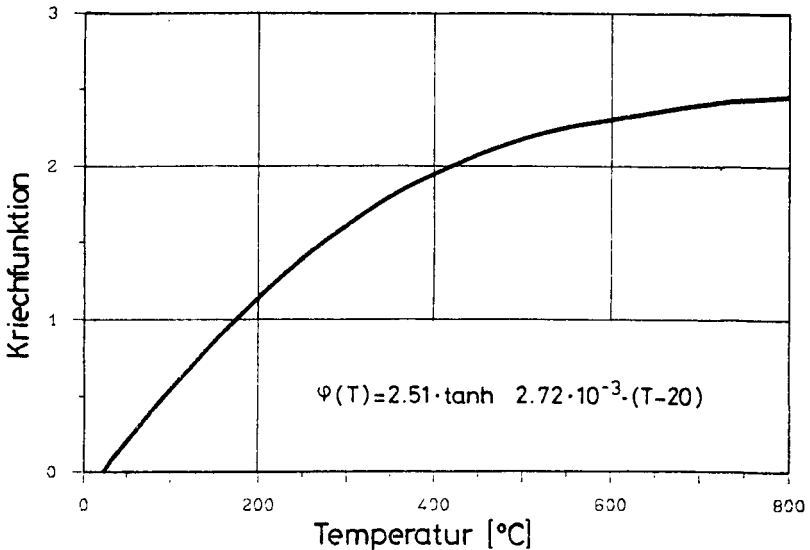


Bild 3: Temperaturabhängige Kriechfunktion von Normalbeton (aus [1])

Bei der Anwendung von Gleichung (3) muß die besondere Definition der φ -Funktion beachtet werden: im Gegensatz zur Berechnung bei Normaltemperatur, bei der die Kriechfunktion im allgemeinen auf den E-Modul nach 28 Tagen Betonalter bezogen wird [2, 3], gilt für die φ -Funktion im instationären Hochtemperaturbereich der momentane, d. h. der im betrachteten Augenblick vorhandene, temperaturabhängige E-Modul als Bezugswert. Außerdem muß bei der Berechnung im Hochtemperaturbereich die temperaturabhängige Veränderung der elastischen Anfangsdehnung berücksichtigt werden. Aus Bild 2 wird deutlich, daß es bei einer instationären Temperaturbeanspruchung nicht zulässig ist, die bei Normaltemperatur üblicherweise vernachlässigte Zeitabhängigkeit des E-Moduls ($E(t) \approx E_0$) in entsprechender Weise auf die Temperaturabhängigkeit zu übertragen.

Für die in Abschnitt 4 nachgerechneten Versuche wurde der im Bild 4 dargestellte temperaturabhängige Verlauf der thermischen Dehnungen angesetzt.

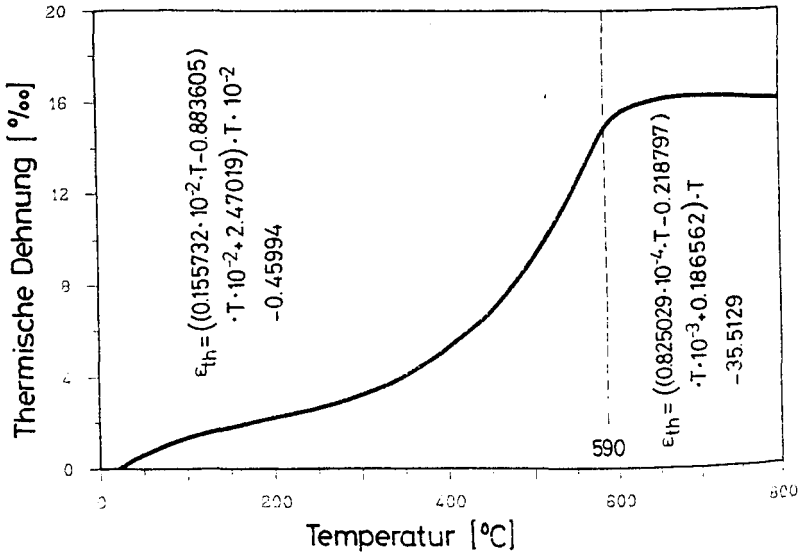


Bild 4: Thermische Dehnung von Normalbeton (aus [1])

3. Rechenverfahren

Bei konstanter Belastung wird die Verformung einer instationär erwärmten Betonprobe nach Gl. (3) berechnet. Tritt zu den Temperaturen T_1 eine stufenweise Belastungsänderung ein, so wird die Verformung zur Temperatur T_1 nach Gl. (4) und Bild 5a:

$$\epsilon(T_1) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] - \sum_{T_1} \frac{\delta \sigma(T_1)}{E(T_1)} \varphi(T_1) \quad (4)$$

bzw. bei stetiger Belastungsänderung $\sigma = \sigma(T)$ und $d\sigma(T) = \frac{d\sigma(T)}{dT} dT$ in integraler Form nach Gl. (5) und Bild 5b:

$$\varepsilon(T_1) = \frac{\sigma(T_1)}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] - \int_{T_0}^T \frac{d\sigma(T)}{dT} \frac{1}{E(T)} \varphi(T) dT \quad (5)$$

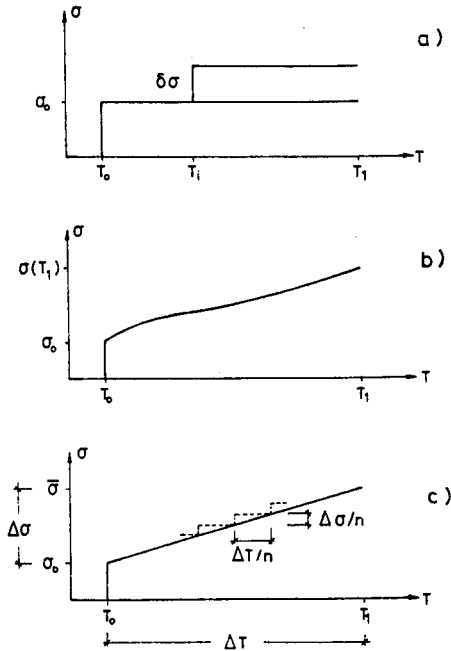


Bild 5: Betonspannungen

Die Anwendung von Gl. (5) wird dadurch erschwert, daß die Größen $E(T)$ und $\varphi(T)$ als temperaturabhängige Werkstoffkennwerte zu berücksichtigen sind, die sich einer handlichen mathematischen Formulierung entziehen und so einer geschlossenen Lösung der Integralgleichung entgegenstehen. Auf die Bedeutung, die Stoffwerte temperaturabhängig zu erfassen, wurde bereits im Abschnitt 2 hingewiesen.

Als erste Vereinfachung bei der numerischen Auswertung von Gl. (5) wird deshalb zunächst die Annahme getroffen, daß sich die Spannung im Temperaturintervall ΔT linear verändert.

Diese Voraussetzung kann getroffen werden, da bei der Verformungsberechnung brandbeanspruchter Bauteile der temperaturabhängige Verlauf der Spannungen im vornhinein nicht bekannt ist und bei ausreichend kleiner Vorgabe des Temperaturintervalls ΔT jeder beliebige Spannungsverlauf durch lineare Spannungsänderungen angenähert werden kann. Durch Aufteilung der linearen Spannungsänderung in n -gleiche Spannungssprünge nach Gl. (7) wird der Integralausdruck in Gl. (5) durch den Summenausdruck in Gl. (6) ersetzt (Bild 5c).

$$\varepsilon(T_1) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] + \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma_i - \sigma_{i+1}) \frac{\varphi_i}{E_i} \quad (6)$$

$$\sigma_i - \sigma_{i+1} = - \frac{1}{n} \Delta \sigma \quad (7)$$

An den Spannungssprüngen ergeben sich die diskreten Temperaturwerte T_i nach Gl. (8), wobei die bezogene Laufvariable $\frac{i}{n}$ im folgenden mit x bezeichnet wird (Gl. (9)):

$$T_i = T_0 + \Delta T \cdot \frac{i}{n} \quad (8)$$

$$x = \frac{i}{n} \quad (9)$$

Durch Einsetzen von Gl. (8) und Gl. (9) wird die in Abschnitt 2 definierte Temperaturfunktion der Kriechzahl (Bild 3) und des E-Moduls (Bild 2) in eine Funktion der Laufvariablen x überführt (Gl. (10) und Gl. (11)). Für den E-Modul ist dabei die nach Bild 2 unterschiedliche funktionale Beschreibung in den Temperaturbereichen I bis IV zu beachten.

$$\varphi(x) = 2,51 \tanh(B_0 + B_1 x) \quad (10)$$

$$E(x) = \frac{E_0}{100} (C_0 + C_1 x + C_2 x^2 + C_3 x^3) \quad (\text{Ber. I/II}) \quad (11a)$$

$$E(x) = E_0 \cdot 0,45 \cdot e^{C_0 + C_1 x} \quad (\text{Ber. III}) \quad (11b)$$

$$E(x) = E_0 \cdot e^{C_0 + C_1 x} \quad (\text{Ber. IV}) \quad (11c)$$

Im weiteren wird zunächst nur der Summenausdruck in Gl. (6) - unter Berücksichtigung der Gleichungen (7), (10) und (11) - betrachtet; alle

nicht temperaturabhängigen Konstanten sind in Tabelle 1 zusammengefaßt, wobei die Spannung als prozentualer Wert der Zylinderdruckfestigkeit β_C bei Normaltemperatur definiert ist.

Mit den in Tabelle 1 aufgelisteten Abkürzungen läßt sich der Summenausdruck aus Gl. (6) schreiben

$$\varepsilon_{\Delta} = A \cdot \sum_{x_1}^{x_{n-1}} \frac{1}{n} f(x) \quad (12)$$

mit den Summationsgrenzen $x_1 = 1/n$ und $x_{n-1} = (n-1)/n$ sowie der Funktion $f(x)$ nach Gleichung (13):

$$f(x) = \frac{\tanh(B_0 + B_1 x)}{C_0 + C_1 x + C_2 x^2 + C_3 x^3} \quad (\text{Bereich I/II}) \quad (13a)$$

$$f(x) = \frac{\tanh(B_0 + B_1 x)}{C_0 + C_1 x} \quad (\text{Bereich III/IV}) \quad (13b)$$

Der Übergang von der genäherten, stufenweisen Spannungsänderung in die vorgegebene, lineare Spannungsänderung wird durch Entwicklung der Funktion $f(x)$ in die MacLaurinsche Form der Taylorsche Reihe

$$f(x) = f(0) + \frac{f'(0)}{1!} \left(\frac{1}{n}\right) + \frac{f''(0)}{2!} \left(\frac{1}{n}\right)^2 + \dots + \frac{f^{(k)}(0)}{k!} \left(\frac{1}{n}\right)^k \quad (14)$$

anschließender Bildung der Partialsummen für die Laufvariable $\frac{1}{n}$

$$\begin{aligned} S_n^{(0)} &= \sum_{i=1}^{n-1} 1 = n - 1 \\ S_n^{(1)} &= \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{1}{n}\right) = \frac{1}{2} (n - 1) \\ S_n^{(2)} &= \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{1}{n}\right)^2 = \frac{1}{6} \frac{(2n - 3) n + 1}{n} \end{aligned} \quad (15)$$

und schließlich durch die Berechnung des Grenzwertes der Partialsummenfolge vorgenommen

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} S_n^{(k)} = \frac{1}{k + 1} \quad (16)$$

Temperaturbereich	T [°C]	$-\frac{A}{\Delta\sigma} \cdot 10^3$	B ₀	$\frac{B_1}{\Delta T}$	C ₀	$\frac{C_1}{\Delta T}$	$\frac{C_2}{(\Delta T)^2}$	$\frac{C_3}{(\Delta T)^3}$
I	≥ 20 ≤ 325	3,1375	0	$2,72 \cdot 10^{-3}$	100	- 0,3	$4,085 \cdot 10^{-4}$	0
II	> 325 ≤ 450		0,8296		46,4969	- 0,07482	$- 0,24 \cdot 10^{-3}$	$- 1,2801 \cdot 10^{-6}$
III	> 450 ≤ 600	0,06972	1,1696		- 0,376	$-7,52 \cdot 10^{-3}$		
IV	> 600	0,031375	1,5776		- 2,32	$- 4,0 \cdot 10^{-3}$		

Tabelle 1: Konstanten zur Beschreibung von $\varphi(x)$, E(x) nach Gl. (10) und Gl. (11)

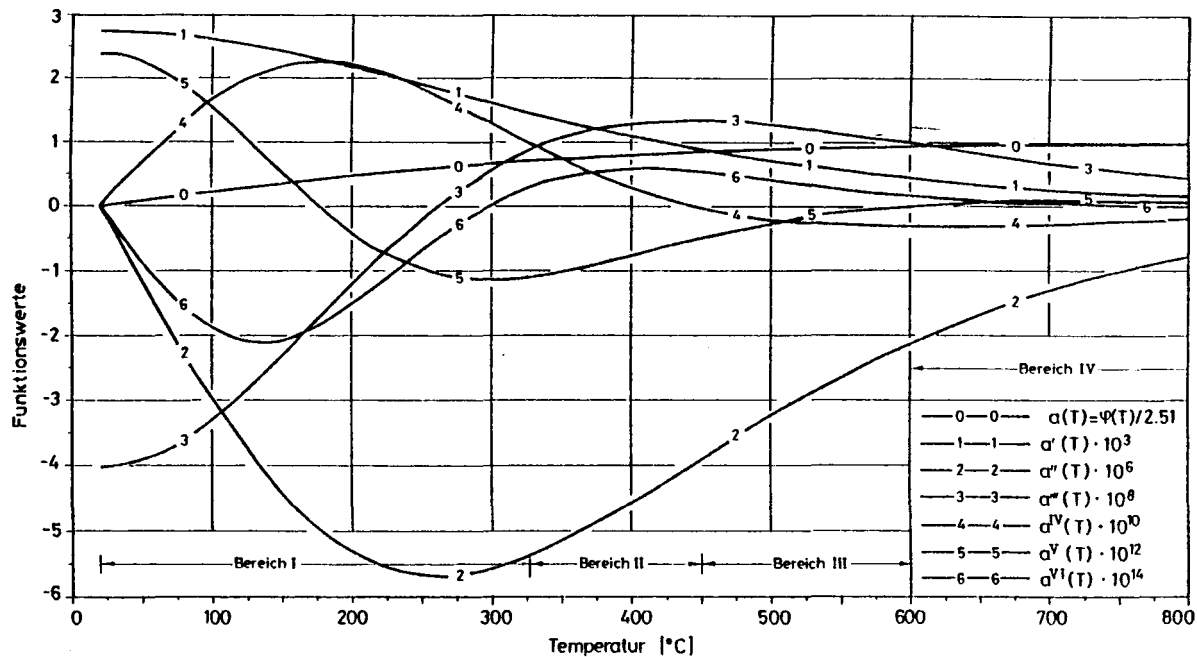


Bild 6: Temperaturabhängiger Verlauf der φ -Funktion sowie deren 1. - 6. Ableitung

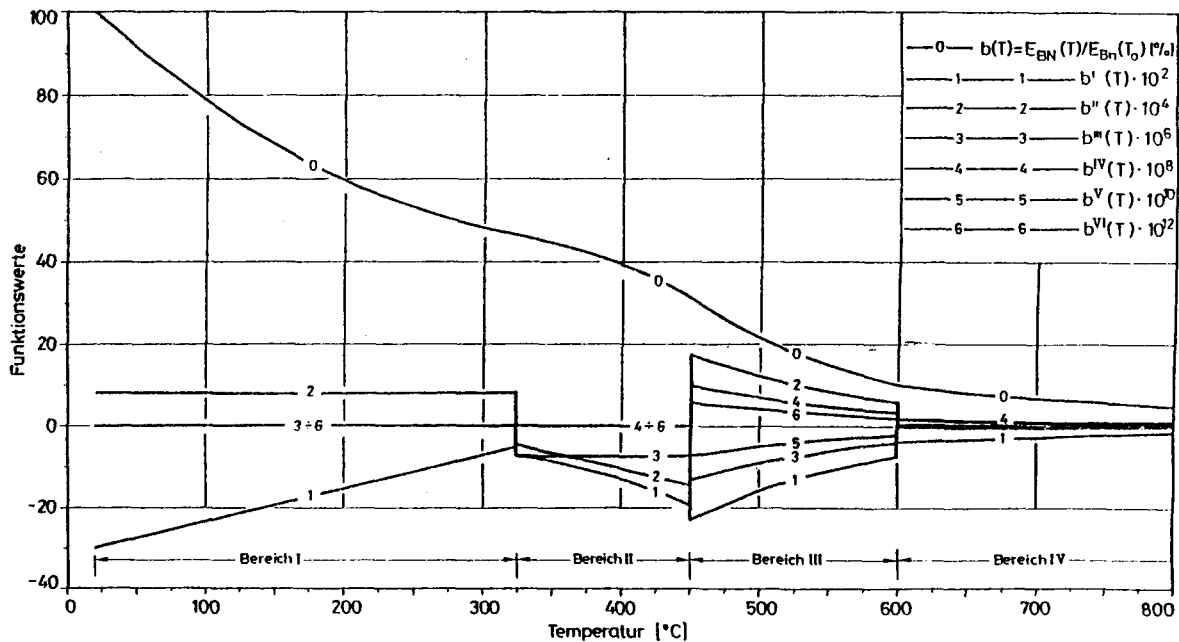


Bild 7: Temperaturabhängiger Verlauf des E-Moduls sowie dessen
1. - 6. Ableitung

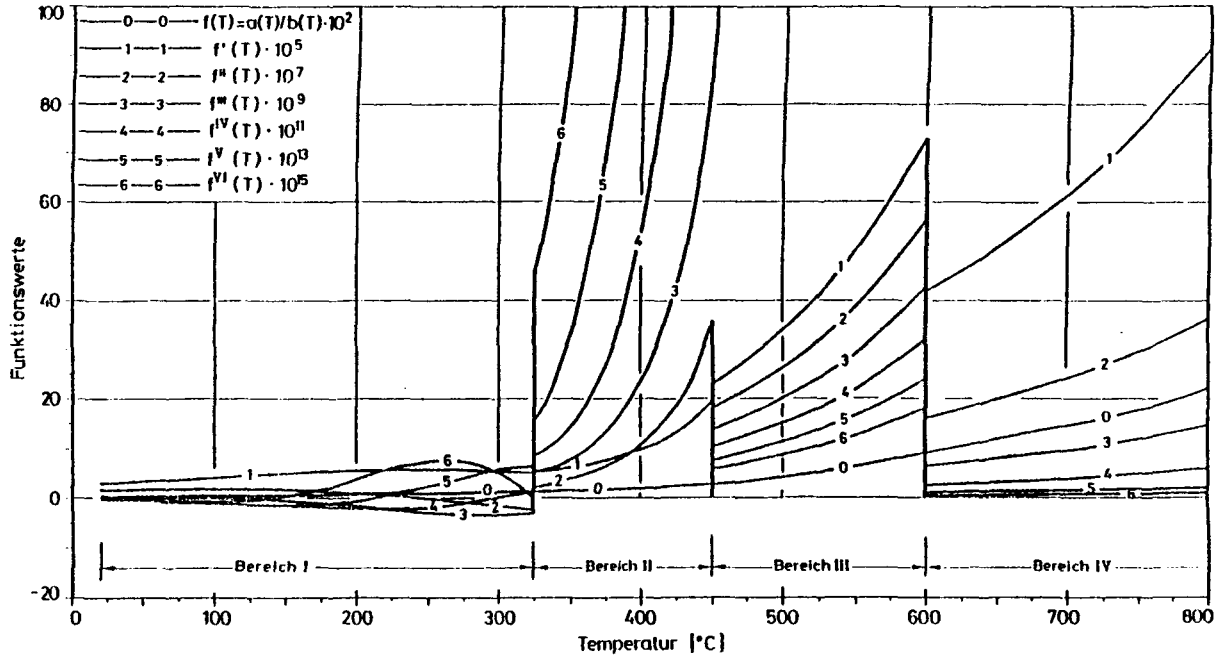


Bild 8: Temperaturabhängiger Verlauf der Funktion $f(T)$ sowie deren 1. - 6. Ableitung

Nach Durchführung der Rechenoperationen entsprechend Gl. (14) bis (16) erhält der Summenausdruck aus Gl. (6) die Form

$$\varepsilon_{\Delta} = A \cdot \left\{ f(o) + \frac{1}{2} \frac{f'(o)}{1!} + \frac{1}{3} \frac{f''(o)}{2!} + \dots + \frac{1}{k+1} \frac{f^{(k)}(o)}{k!} \right\} \quad (17)$$

Für die Auswertung von Gl. (17) wurde die Funktion $f(x)$ bis zur 6. Ableitung entwickelt; die Bilder 6 bis 8 zeigen dazu den temperaturabhängigen Verlauf der φ -Funktion, des E-Moduls und der Funktion $f(T)$ sowie jeweils deren 1. bis 6. Ableitung. In den Darstellungen des E-Modul-Verlaufs und der Funktion $f(T)$ sind die Temperaturbereichsgrenzen deutlich durch Unstetigkeitsstellen im Kurvenverlauf zu erkennen.

In Gl. (17) sind alle temperaturabhängigen Terme in der geschweiften Klammer zusammengefaßt, während im Vorwert A die im betrachteten Temperaturintervall vorliegende Spannungsänderung berücksichtigt wird. Durch diese funktionale Trennung zwischen spannungs- und temperaturabhängigen Variablen läßt sich Gl. (17) für einen beliebigen Spannungswert $\bar{\Delta}\sigma$ über den gesamten Temperaturbereich ($20 \leq T \leq 1000 \text{ }^{\circ}\text{C}$) in einer Verlaufrechnung auswerten; für die tatsächlich vorhandene Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ wird der so ermittelte Verformungswert $\bar{\varepsilon}_{\Delta}$ mit dem Verhältnis der vorhandenen zur angenommenen Spannungsdifferenz multipliziert. In Bild 9 ist das Ergebnis der Auswertung von Gl. (17) dargestellt; die Taylorsche Reihe wurde dabei bis zum 5. Reihenglied berücksichtigt. Für die lineare Spannungsänderung $\bar{\Delta}\sigma$ wurde von den folgenden Annahmen ausgegangen: das Temperaturintervall ΔT wächst in jedem Rechenschritt um die Temperaturdifferenz $\delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ an, wobei der Anfangswert jeweils bei Normaltemperatur $T_0 = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ festgelegt wird. Die Spannung steigt in jedem Temperaturintervall von $\sigma_0(T_0) = 0$ linear auf ihren Endwert $\sigma_A = \sigma_{\max}(T_0 + \Delta T)$ an. σ_{\max} entspricht dabei der zur kritischen Betontemperatur $\text{crit } T = T_0 + \Delta T$ gehörenden Betonspannung. Als kritische Betontemperatur wird in [1] diejenige Temperatur bezeichnet, die ein unter konstanter Druckspannung homogen erwärmter Betonkörper bis zum Versagen gerade erreicht. Die im Bild 9 auf der Abszisse aufgetragenen Verformungswerte $\bar{\varepsilon}_{\Delta}$ entsprechen dem Summenausdruck aus Gl. (6), d. h. sie geben die zuviel berechnete Verformung an, wenn mit einer konstanten Spannung $\sigma = \sigma_{\max}(T_0 + \Delta T)$ gerechnet

wird anstelle einer linearen Spannungsänderung von $\sigma_0(T_0)$ auf $\sigma_{\max}(T_0 + \Delta T)$.

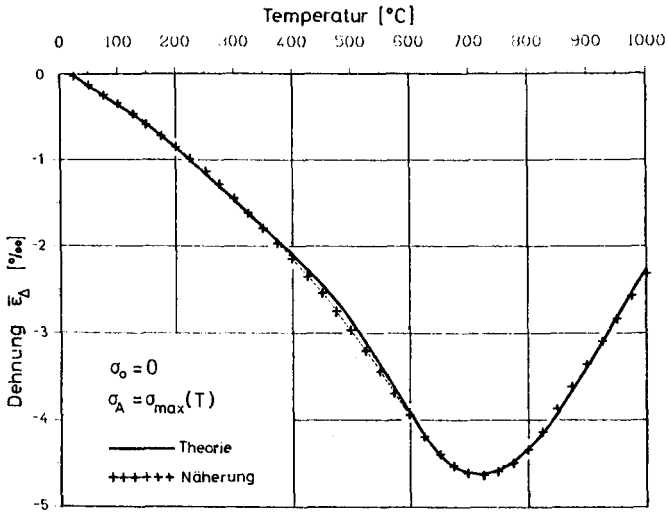


Bild 9: Verformungsdifferenz $\bar{\epsilon}_\Delta$

Zusammen mit der Auswertung von Gl. (19) nach Bild 9 errechnet sich die Verformung nach Gl. (6) für eine lineare Spannungsänderung $\Delta\sigma = \sigma_i - \sigma_0$ im Temperaturintervall $\Delta T = T_i - T_0$

$$\begin{aligned} \epsilon(T_i) = & \frac{\sigma_i}{E(T_i)} [1 + \varphi(T_i)] + \frac{\sigma_i - \sigma_0}{\sigma_{\max}(T_i)} A \left\{ f(0) + \frac{1}{2} \frac{f'(0)}{1!} \right. \\ & \left. + \frac{1}{3} \frac{f''(0)}{2!} + \dots + \frac{1}{k+1} \frac{f^{(k)}(0)}{k!} \right\} \end{aligned} \quad (18)$$

Eine wesentliche Vereinfachung bei der Anwendung von Gl. (18) wird dadurch erzielt, daß anstelle der ausgewerteten Gleichung (17) nach Bild 9 mit der im gleichen Bild eingezeichneten Näherung, entsprechend Tabelle 2, gerechnet wird.

Gültigkeitsbereich [°C]	Abkürzung ϑ	Näherung $\bar{\varepsilon}_{\Delta}$ für die Auswertung von Gl. (17) nach Bild 9
$20 \leq T \leq 620$	$(T - 20) \cdot 10^{-5}$	$- 0,402 \cdot \vartheta \cdot e^{90 \cdot \vartheta}$
$620 < T \leq 820$	$(T - 620) \cdot 10^{-5}$	$(469,05 \cdot \vartheta - 0,95686) \cdot \vartheta - 4,139 \cdot 10^{-3}$
$820 < T \leq 1000$	$(T - 820) \cdot 10^{-5}$	$1,034178 \cdot \vartheta - 4,17652 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 2: Näherung $\bar{\varepsilon}_{\Delta}$ für die Auswertung von Gl. (17) nach Bild 9

Bei brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten wird sich für einzelne Querschnittsbereiche nach einer anfänglichen Spannungserhöhung mit zunehmender Branddauer infolge der temperaturbedingten Materialentfestigung eine Spannungsverminderung einstellen. Die Verformung für eine solche Spannungsgeschichte, wie sie z. B. im Bild 10 als n-facher Polyzug über der Temperatur dargestellt ist, wird nach Gl. (19) berechnet.

$$\varepsilon(T_n) = \frac{\sigma_n}{E(T_n)} [1 + \varphi(T_n)] + \sum_{i=1}^n (\bar{\varepsilon}_{\Delta,i} - \bar{\varepsilon}_{\Delta,i-1} \cdot \frac{\sigma_{\max}(T_i)}{\sigma_{\max}(T_{i-1})} \delta T) \cdot \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{\sigma_{\max}(T_i) \cdot (1 - \delta T)} \quad (19)$$

$$\delta T = (T_{i-1} - T_0) / (T_i - T_0)$$

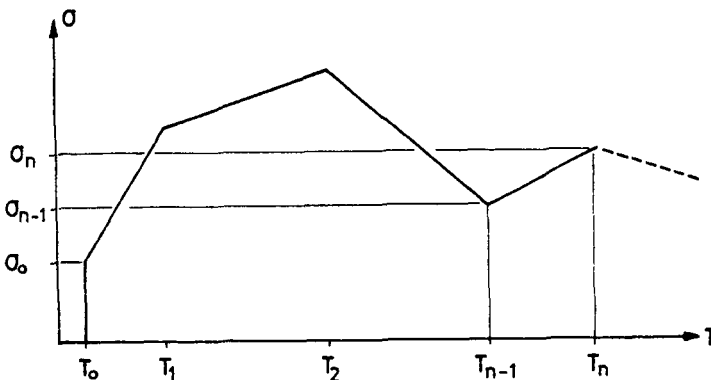


Bild 10: Verlauf der Betonspannungen

Bei einer numerischen, iterativen Berechnung der Spannung $\sigma_n = \sigma(T_n)$ lassen sich die Verformungswerte aus der Spannungsgeschichte bis zur Temperatur T_{n-1} in einer Vorlaufrechnung bestimmen, so daß der Iterationszyklus nur über die Spannungsänderung im Temperaturintervall $\Delta T = T_n - T_{n-1}$ durchzuführen ist. Werden alle von der Spannungsgeschichte nicht abhängigen Anteile des 2. Anteils auf der rechten Seite von Gl. (19) in einer Konstanten C zusammengefaßt, dann erhält Gl. (19) die für die iterative Spannungsermittlung vorteilhafte Form der Gl. (20):

$$\varepsilon(T_n) = \varepsilon(T_{n-1}) + \frac{\sigma_n}{E(T_n)} [1 + \varphi(T_n)] + (\sigma_n - \sigma_{n-1}) \cdot C \quad (20)$$

4. Beispiele

Mit den in Abschnitt 3 abgeleiteten Grundlagen wurden die folgenden Beispiele nachgerechnet. Die experimentellen Versuchsergebnisse wurden jeweils aus den Veröffentlichungen des Sonderforschungsbereichs 148, Teilprojekt B 3 entnommen [1, 4].

In den ersten drei Beispielen wurde die Verformungsentwicklung von Versuchen nachgerechnet, bei denen die Belastung linear (Bild 11) bzw. sprunghaft (Bild 12 und 13) geändert wurde. Die Bilder 11 bis 13 zeigen in der oberen Hälfte jeweils die vorgegebene Belastungsfunktion und in der unteren Hälfte den aus Messungen ermittelten und den berechneten Verformungsverlauf $\varepsilon(T) = \varepsilon_{th}(T) - \varepsilon_{ges}(T)$.

Die Übereinstimmung zwischen gemessener und berechneter Verformung ist für alle drei Beispiele zufriedenstellend; nur für Temperaturen von über 600 °C treten größere Unterschiede zwischen den Meß- und Rechenwerten auf. Eine Ursache dafür ist vermutlich die Tatsache, daß die Messungen der thermischen Dehnung für Temperaturen von über 600 °C ein zunehmend breiteres Streuband zeigen.

Abschließend werden in den Bildern 14 und 15 die Meß- und Rechenergebnisse für zwei Relaxationsversuche gegenübergestellt. Bei diesen verformungsgesteuerten Versuchen wird die Anfangsverformung während der Erwärmung konstant gehalten und die infolge der behinderten thermischen Ausdehnung auftretende Zwangskraft gemessen. In den Bildern 14

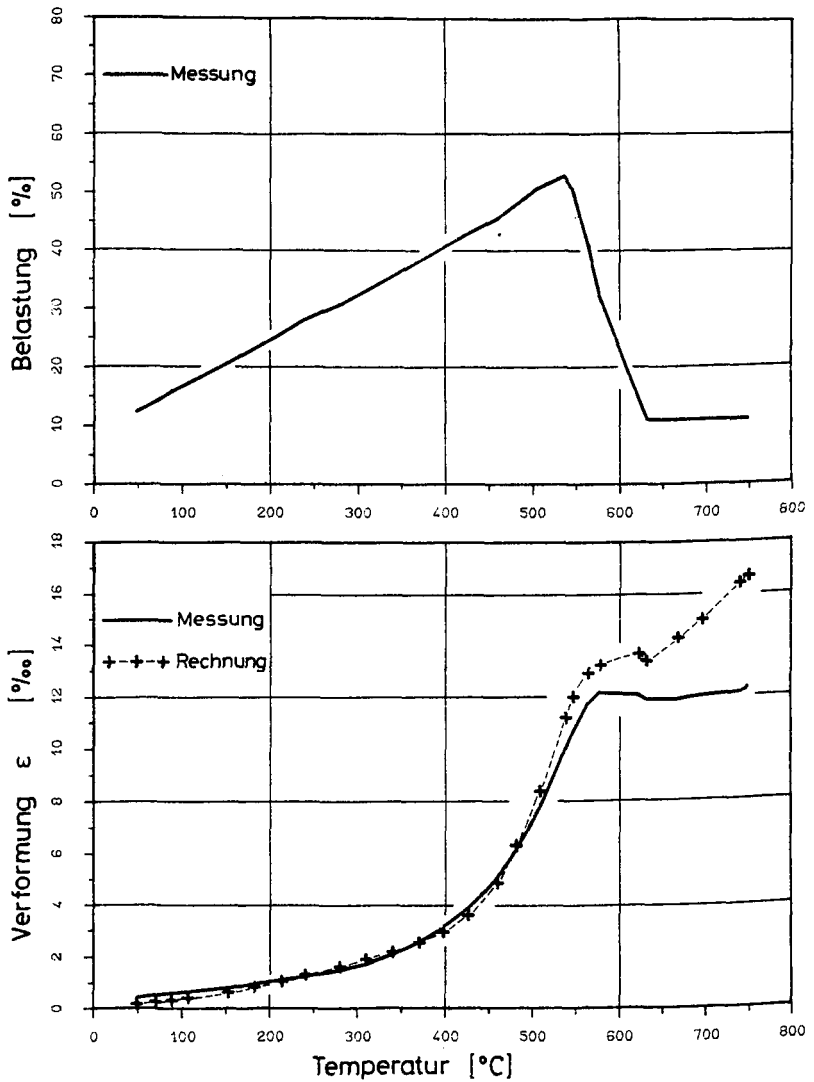


Bild 11: Verformung von Beton unter veränderlicher Last und Temperatur

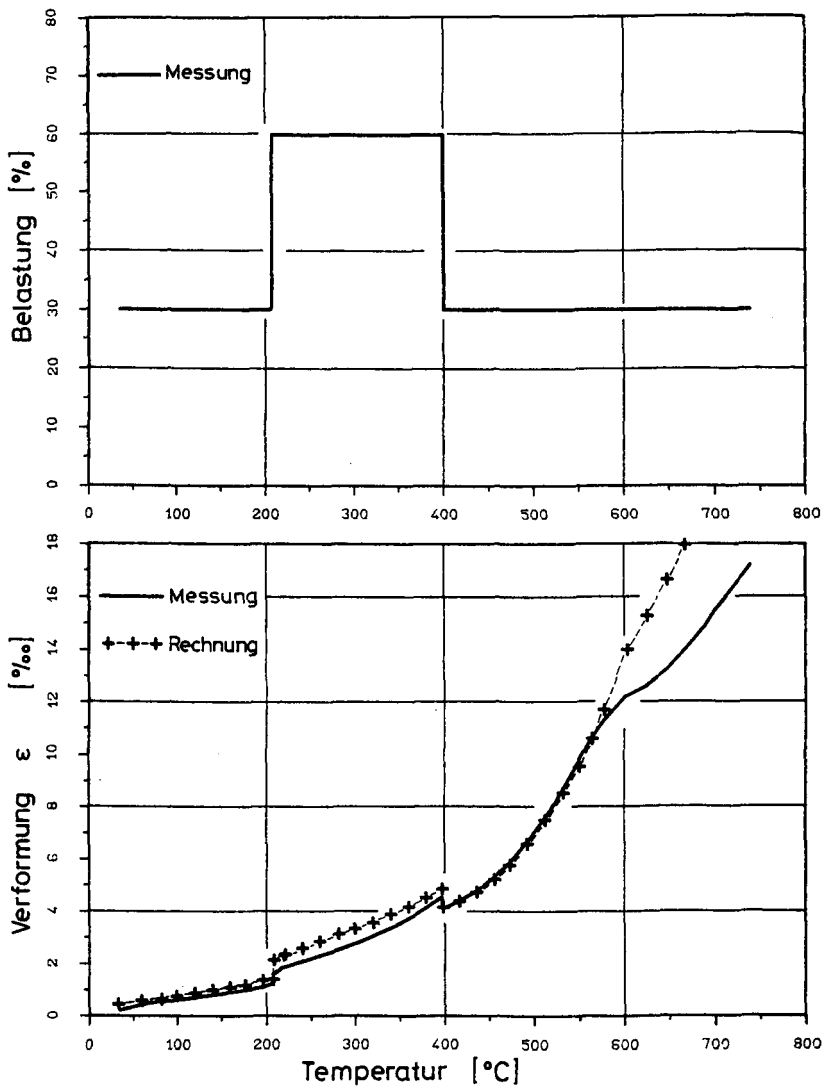


Bild 12: Verformung von Beton unter veränderlicher Last und Temperatur

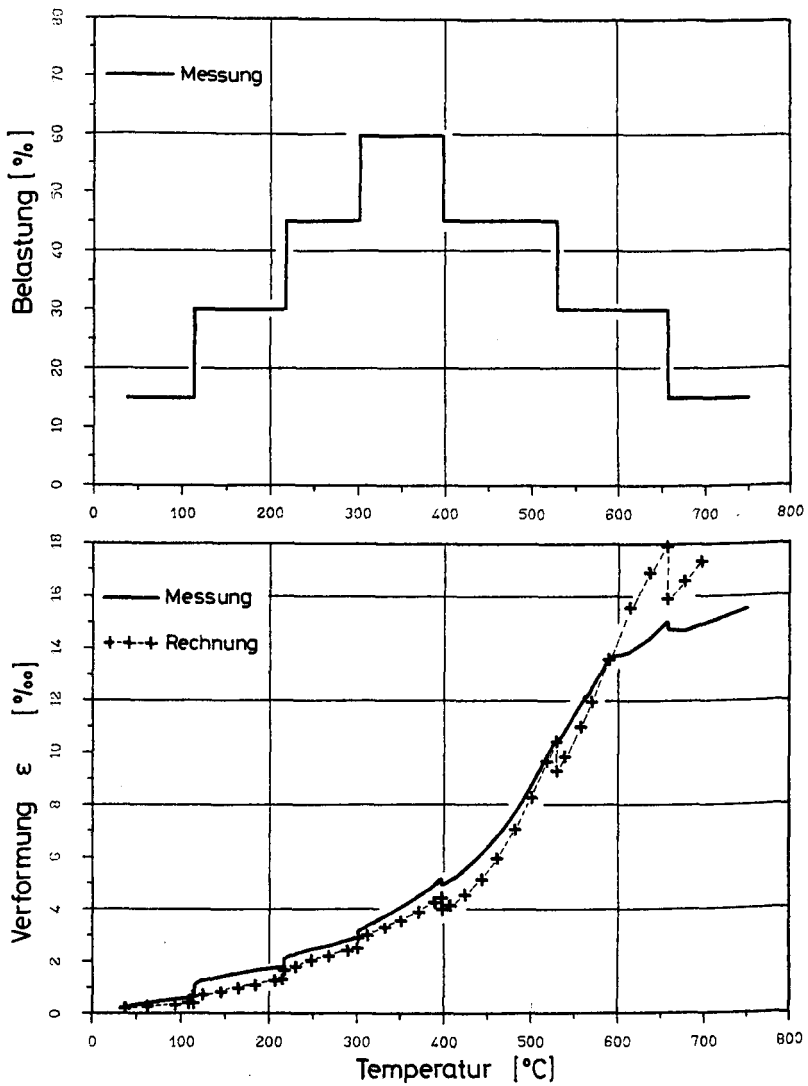


Bild 13: Verformung von Beton unter veränderlicher Last und Temperatur

und 15 ist in der unteren Bildhälfte die aus Messungen ermittelte Verformung $\varepsilon(T) = \varepsilon_{th}(T) - \varepsilon_0$ aufgetragen. Sie wurde für die Berechnung der temperaturabhängigen Zwangskraft als Eingangsgröße benutzt. In der oberen Bildhälfte ist die gemessene und berechnete Gesamtbelastung dargestellt. Dem Rechenwert sind zwei Versuchswerte gegenübergestellt von Proben mit unterschiedlichem Zementgehalt. Der niedrigere Zementgehalt verursacht höhere Zwängungskräfte. Der Einfluß unterschiedlicher Zementgehalte auf die Zwangskraftentwicklung kann durch das vorhandene Stoffgesetz für Beton nicht erfaßt werden, da alle Werkstoffparameter unabhängig vom Zementgehalt formuliert sind. Es kann deshalb beim Vergleich der gemessenen und gerechneten Zwangskräfte nur festgestellt werden, daß die Charakteristik der Zwangskraftverläufe durch die Rechnung gut wiedergegeben wird, wobei vor allen Dingen der Zwangskraftabfall im Temperaturbereich von $T = 200\text{ °C}$ vom Rechenmodell gut erfaßt wird.

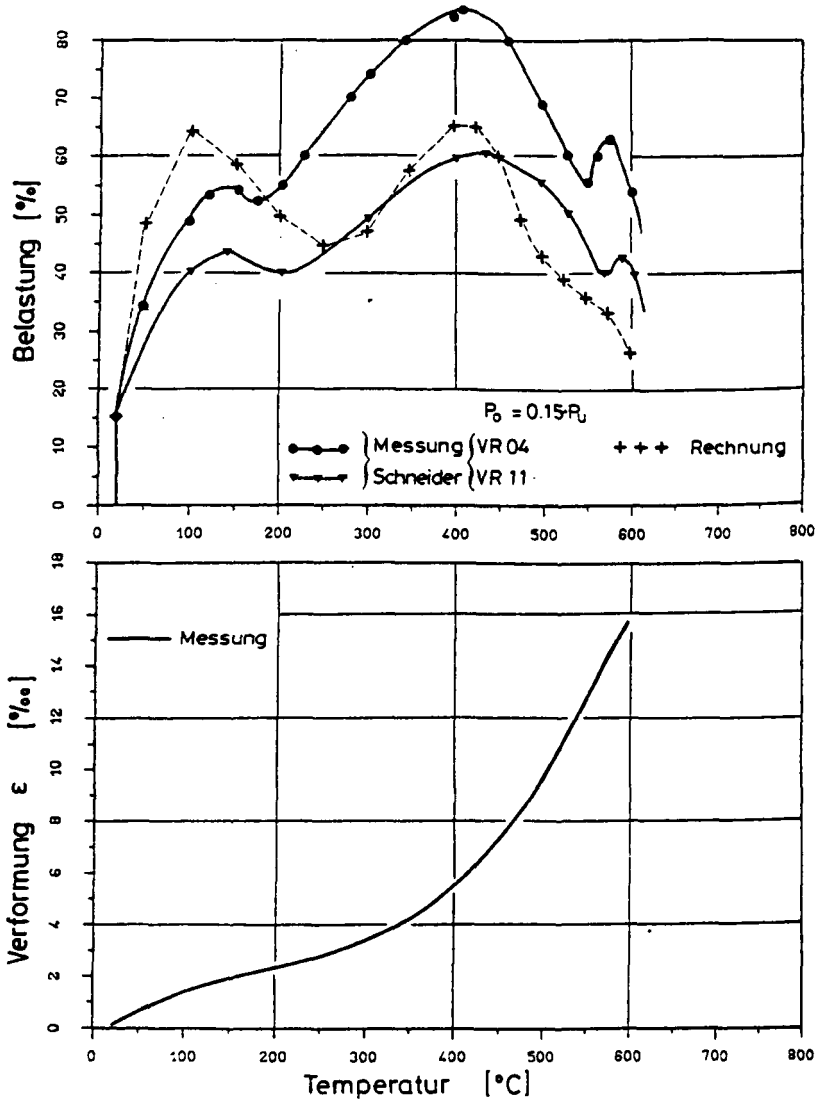


Bild 14: Vergleich gemessener und berechneter Zwangsbeanspruchung bei voller Dehnbehinderung und instationärer Temperatureinwirkung

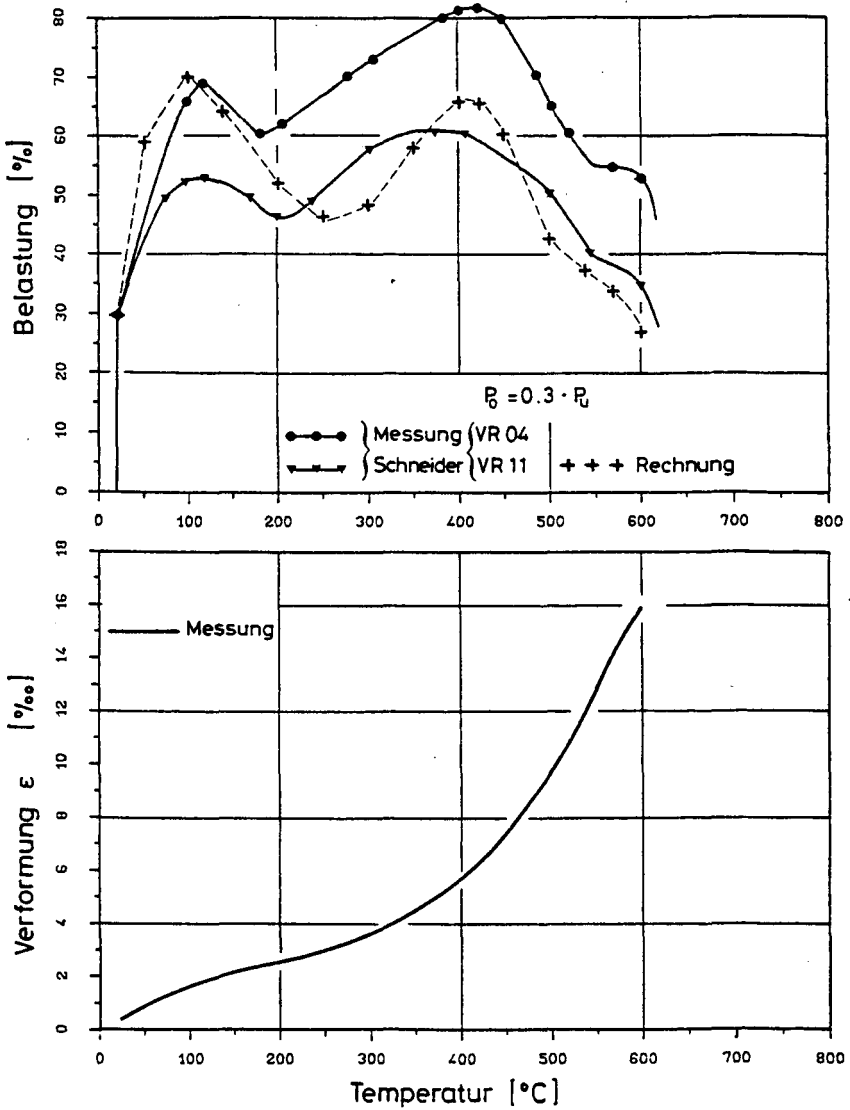


Bild 15: Vergleich gemessener und berechneter Zwangsbeanspruchung bei voller Dehnbehinderung und instationärer Temperatureinwirkung

5. Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wird ein numerischer Ansatz vorgestellt, der es ermöglicht, aus den Ergebnissen von Warmkriechuntersuchungen an Beton ein temperaturabhängiges Stoffgesetz zu entwickeln, das die Spannungsgeschichte berücksichtigt. Ausgangspunkt sind dafür die im Sonderforschungsbereich 148, Teilprojekt B 3 durchgeführten experimentellen Arbeiten sowie die in [1] veröffentlichten theoretischen Ansätze.

Grundlage des entwickelten Rechenansatzes ist die Erfassung der durch Berücksichtigung der Spannungsänderung hervorgerufenen Verformungsanteile in Form einer Taylorschen Reihe. Dieser Ansatz läßt sich leicht für die elektronische Berechnung brandbeanspruchter Betonquerschnitte anwenden, insbesondere für solche Fälle, bei denen die endgültige Spannung im vornhinein nicht bekannt ist und erst iterativ ermittelt werden muß. Das Rechenverfahren wird durch Nachrechnung last- bzw. verformungsgesteuerter, instationär erwärmter Betonproben überprüft.

6. Literatur

- [1] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen, Habilitationsschrift, Technische Universität Braunschweig, 1979
- [2] DIN 4227: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Teil 1, Ausgabe Dezember 1979
- [3] CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Band II, Intern. CEB/FIP-Richtlinien, 3. Ausg., 1978
- [4] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton; Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 1977 des SFB 148, Technische Universität Braunschweig, 1977

D 1

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich D - Sicherheit

Teilprojekt D 1 - Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur
Versagenswahrscheinlichkeit von brandbean-
spruchten Bauteilen bzw. Bauwerksabschnitten

Beteiligte Wissenschaftler:

Dr.-Ing. Henke

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Kordina

Dr.-Ing. Timm

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981 - 1983

Bezug: Förderungsantrag: 1974, Seiten 135 - 144

1977, Seiten 205 - 214

1980, Seiten 221 - 230

1983, Seiten 207 - 221

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
I. <u>Einfluß von Vorinformationen auf die Festlegung von Bemessungswerten aus Versuchsergebnissen</u> . . .	D 1 - 2
1. Allgemeines	D 1 - 2
2. Der Satz von Bayes	D 1 - 3
3. Anwendungen - Berechnung der a-posteriori und Prediktordichten	D 1 - 4
3.1 Bekannte Standardabweichung σ der a-posteriori-Verteilung; a-priori-Verteilung als $N(\mu', \sigma')$. (Informationszustand "1")	D 1 - 6
3.2 Bekannte Standardabweichung σ der a-posteriori-Verteilung; Gleichverteilung von μ als a-priori-Verteilung. (Informationszustand "2")	D 1 - 7
3.3 Schätzung von μ und σ der a-posteriori-Verteilung bei "geringer Vorinformation" über μ und σ der a-priori-Verteilung. (Informationszustand "3")	D 1 - 9
4. Anwendungsbeispiele	D 1 - 10
II. <u>Abnahmekennlinien und Einstufungswahrscheinlichkeit</u>	D 1 - 15
1. Abnahmekennlinien	D 1 - 15
1.1 Unbekannter Mittelwert und unbekannte Standardabweichung	D 1 - 15
1.2 Bekannte Standardabweichung der Probe	D 1 - 16
2. Einstufungskennlinien	D 1 - 18
2.1 Unbekannter Mittelwert und unbekannte Standardabweichung	D 1 - 18
2.2 Bekannte Standardabweichung	D 1 - 19
III. <u>Vergleichende Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von Stahlbetonstützen bei einem "natürlichen Brand"</u>	D 1 - 22
1. Allgemeines	D 1 - 22
2. Angesetzter Temperatur-Zeit-Verlauf	D 1 - 23
3. Weitere Verteilungsannahmen	D 1 - 26

4.	Auswirkungen unterschiedlicher Verteilungsannahmen	D 1 - 26
5.	Verlauf der β -Werte bei "natürlichem Brand"	D 1 - 29
6.	Schlußbemerkung	D 1 - 34

I. Der Einfluß von Vorinformationen auf die Festlegung von Bemessungswerten aus Versuchsergebnissen

(Dr.-Ing. V. Henke)

1. Allgemeines

Das Projekt D 1 des SFB 148 beschäftigt sich im wesentlichen mit der probabilistischen Untersuchung brandbeanspruchter Bauteile. In diesem Zusammenhang ist auch die wahrscheinlichkeitstheoretische Behandlung von Versuchsergebnissen zu sehen, und zwar mit besonderem Augenmerk auf die im Brandfall vorliegenden Verhältnisse.

Bei der Beurteilung von Versuchsergebnissen mit kleinen Stichprobenumfängen, wie dies im baulichen Brandschutz besonders oft vorkommt, besteht bei der Anwendung einfacher statistischer Methoden immer die Gefahr, unzutreffende Aussagen zu erhalten. In früheren Jahren hat man auf anderen Gebieten versucht, diesem Umstand bei der Ableitung von Bemessungswerten aus Versuchswerten durch sehr hohe Sicherheitsfaktoren zu kompensieren, was wiederum zu ungünstigen Ergebnissen führen kann.

Andererseits kann sehr oft davon ausgegangen werden, daß z. B. von fast gleich gearteten Bauteilen oder Bauarten schon Erfahrungen vorliegen oder eine Anzahl von Versuchsergebnissen von ähnlich gelagerten Bauteilen bekannt sind. Dieser sogenannte "Erfahrungsschatz" wird ja sehr oft bei der Beurteilung von Bauteilen mit herangezogen. Es ist nun nicht einzusehen, warum diese schon bekannten Vorinformationen, entsprechend statistisch aufbereitet, nicht bei einer Versuchsauswertung mit berücksichtigt werden können.

Eine Möglichkeit dazu besteht in der Anwendung der Bayes'schen Statistik, die es erlaubt, solche Vorinformationen mit in eine Auswertung von Versuchsergebnissen einzubeziehen.

hen. Es soll hier noch kurz angedeutet werden, daß solch eine Vorgehensweise zwar nicht ganz streng im Bayes'schen Sinne ist, da derartige Vorinformationen eigentlich aus der gleichen Grundgesamtheit stammen sollten; dies kann hier aber vernachlässigt werden, da es sich i. allg. um fast ähnliche Bauteile handelt, die wiederum den gleichen Gesetzmäßigkeiten unterliegen.

2. Der Satz von Bayes

Um die späteren Zahlenbeispiele etwas verständlicher zu machen, soll eine kurze Erläuterung des Satzes von Bayes folgen:

Mit dem Parameter θ werde irgendein Zustand in der Natur bezeichnet, über dessen Eintreten Vorinformationen in der Form einer Dichte

$$f'(\theta) \quad (1)$$

vorliegen. Diese die Vorinformation beschreibende Verteilung wird die "a-priori"-Verteilung genannt und i. allg. mit ' gekennzeichnet.

Zusätzliche Informationen über den zu untersuchenden Parameter θ werden nun durch den schon erwähnten Versuch gewonnen und im Parametervektor \underline{x} zusammengefaßt. Ziel dieser Vorgehensweise ist es, die neue "a-posteriori"-Verteilung von θ

$$f''(\theta/\underline{x}) \quad (2)$$

unter der Bedingung, daß \underline{x} vorliegt, zu finden. ("+" bezeichnet i. allg. die posteriori-Verteilung)

Ohne an dieser Stelle auf die weitere Ableitung der "a-posteriori"-Verteilung eingehen zu wollen (siehe hierzu

auch $1/\theta$), kann diese aus dem folgenden Ansatz ermittelt werden:

$$f''(\theta/\underline{x}) = \frac{f'(\theta) \cdot l(\theta/\underline{x})}{\int_{\theta} f'(\theta) \cdot l(\theta/\underline{x}) d\theta} \quad (3)$$

Dabei stellt $l(\theta/\underline{x})$ die sogenannte "Likelihood-Funktion" dar, die sozusagen die Mutmaßlichkeit beschreibt, eine Stichprobe zu erhalten, die gerade aus den Werten des Versuchsvektors \underline{x} besteht. Hieraus ist nun auch ersichtlich, daß über den betrachteten Parameter nun nur noch Wahrscheinlichkeitsaussagen, die aus der Dichte der "a-posteriori"-Verteilung abgeleitet werden, gemacht werden können.

Die "a-posteriori"-Verteilung bezieht sich nun sozusagen auf den derzeitigen Informationzustand. Will man auch Aussagen über die zukünftig zu erwartende Größe des Parameters θ bekommen, muß auf die sogenannte Prediktorverteilung zurückgegriffen werden, welche sich in der Form

$$g(\underline{x}/\underline{x}) = \int_{\theta} f(\underline{x}/\theta) \cdot f''(\theta/\underline{x}) d\theta \quad (4)$$

anschreiben läßt. Diese, ohne an dieser Stelle auf weitere Ableitungen zu den aufgezeigten Verteilungen eingehen zu wollen, Zusammenhänge und Gleichungen verursachen beim unbefangenen Benutzer, wie aus eigener Erfahrung bekannt, meist schon ein solches Unbehagen, daß er kaum geneigt ist, ein auf diesen im Grunde genommen einfachen Grundlagen aufbauendes Verfahren anzuwenden.

3. Anwendungen - Berechnungen der a-posteriori- und Prediktordichten

Im folgenden sollen die wichtigsten Anwendungen kurz formelmäßig dargelegt werden. Dazu sollen an dieser Stelle die betrachteten 3 Fälle von möglichen Vorinformationen,

welche sich durch den Gehalt ihrer Vorinformationen von einem sehr guten Informationsstand bis zu einem sogenannten "knowing-little"-Zustand unterscheiden, kurz erläutert werden. Die Verteilungen dieser möglichen Informationszustände sind im folgenden Bild 1 dargestellt:

Informationszustand:

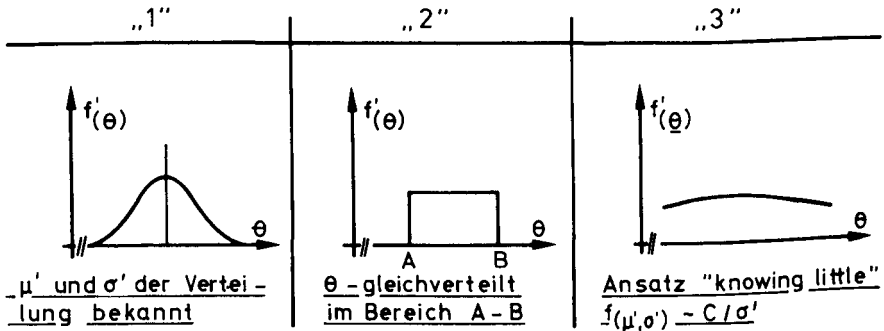


Bild 1

Dabei stellt "1" sozusagen den Idealzustand dar, wobei der Mittelwert μ' und dessen Standardabweichung σ'_μ der Verteilung bekannt sind. Der nächst denkbare Zustand ist "2", wobei angenommen werden soll, daß der gesuchte Wert im Bereich A - B gleich verteilt zu finden ist. Der schlechteste Informationszustand "3" ist der sogenannte "knowing-little" - hier wird nur angenommen, daß eine Verteilung, die proportional C/σ' ist, existiert.

Weiterhin soll hier von normalverteilten Grundgesamtheiten ausgegangen werden. Da jedoch sehr oft auch von log.-normalverteilten Grundgesamtheiten ausgegangen werden kann, sind die im folgenden gemachten Angaben bei der Transformation $\underline{y} = \ln(\underline{x})$ auch weiterhin unverändert gültig.

3.1 Bekannte Standardabweichung σ der a-posteriori-Verteilung; a-priori-Verteilung als $N(\mu', \sigma')$. (Informationszustand "1")

Bei dem Umfang m' der Stichprobe ergibt sich ein Stichprobenmittelwert von:

$$\bar{x} = \frac{1}{m'} \sum_{i=1}^{m'} x_i \quad (5)$$

und eine Stichprobenvarianz von:

$$s^2 = \frac{1}{(m'-1)} \sum_{i=1}^{m'} (x_i - \bar{x})^2 \quad (6)$$

Nach Auswertung von (3) (siehe /1/) ergibt sich die gesuchte a-posteriori-Verteilung von μ zu $N\{\mu'', \sigma''\}$ mit

$$\mu'' = \frac{m' \cdot \bar{x} + \frac{\sigma^2}{\sigma'^2} \cdot \mu'}{m' + \sigma^2/\sigma'^2} \quad (7)$$

$$\sigma'' = \sigma / \sqrt{m' + \sigma^2/\sigma'^2} \quad (8)$$

Setzt man $\sigma' = \sigma/\sqrt{m_0}$, wobei m_0 als Umfang der a-priori-Stichprobe aufzufassen ist, lässt sich μ'' und σ'' zu

$$\mu'' = \frac{m' \cdot \bar{x} + m_0 \cdot \mu'}{m' + m_0} \quad (9)$$

$$\sigma'' = \sigma / \sqrt{m' + m_0} \quad (10)$$

angeben. Damit kann die Dichte der a-posteriori-Verteilung von μ zu

$$f''(\mu/x) = \frac{1}{\sigma''} \cdot \varphi\left(\frac{\mu - \mu''}{\sigma''}\right) \quad (11)$$

angegeben werden. (φ = Dichte der standardisierten Normalverteilung)

Die Auswertung von (4) ergibt ebenfalls eine Normalverteilung für die Prediktorverteilung mit der Dichte

$$g(x/\underline{x}) = \frac{1}{\sigma_x} \cdot \varphi\left(\frac{x - x''}{\sigma_x}\right) \quad (12)$$

und
$$\sigma_x = \sigma \cdot \sqrt{\frac{m' + m_0 + 1}{m' + m_0}} \quad (13)$$

3.2 Bekannte Standardabweichung σ der a-posteriori-Verteilung; Gleichverteilung von μ als a-priori-Verteilung; (Informationszustand "2")

In Abschnitt 3.1 wurde angenommen, daß der Kenntnisstand über die a-priori-Verteilung relativ gut ist, nämlich die Form der Verteilung sowie die ersten beiden Momente μ' und σ' bekannt sind. Ist nun der Erkenntnisstand über die a-priori-Verteilung nicht mehr so gut, liegt es nahe, einen Bereich zu definieren, der auch aus der Erfahrung heraus bekannt sein kann, in welchem z. B. Versuchswerte (Mittelwerte) aufgetreten sind. Die angesetzte Rechteckverteilung hat dann die Form

$$f(\mu') = 1/(A - B); A < B \quad (14)$$

Nach Auswertung von (3) (siehe /1/) ergibt sich dann als a-posteriori-Verteilung eine "gestutzte" Normalverteilung in der Form:

$$f''(\mu/\underline{x}) = \frac{\sqrt{m'}}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot \frac{1}{\phi_2 - \phi_1} \exp \left[-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\mu - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{m'}} \right)^2 \right] \quad (15)$$

$$\text{Mit } \phi_1 = \Phi \left(\frac{A - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{m'}} \right) \quad \text{und} \quad (16)$$

$$\phi_2 = \Phi \left(\frac{B - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{m'}} \right) \quad (17)$$

(Φ = Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung)

Der Mittelwert der a-posteriori-Dichte ist dann

$$\mu''(\underline{x}) = \bar{x} - \frac{\sigma}{\sqrt{m'}} \cdot \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{\phi_2 - \phi_1} \quad (18)$$

und die Standardabweichung ergibt sich zu:

$$\sigma''(\underline{x}) = \frac{\sigma}{\sqrt{m'}} \cdot \sqrt{1 - \frac{(v_2 \cdot \varphi_2 - v_1 \cdot \varphi_1)}{\phi_2 - \phi_1} - \left(\frac{\varphi_2 - \varphi_1}{\phi_2 - \phi_1}\right)^2} \quad (19)$$

Darin bedeuten:

$$v_1 = \frac{A - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{m'}} \quad v_2 = \frac{B - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{m'}} \quad (20)$$

$$\varphi_{1,2} = \varphi(v_{1,2}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-v_{1,2}^2/2) \quad (21)$$

$$\text{und} \quad \phi_{1,2} = \phi(v_{1,2}) = \int_{-\infty}^{v_{1,2}} \varphi(v_{1,2}) \, dv \quad (22)$$

Für die Prediktordichte erhält man nach Auswertung von (4) die Form:

$$g(\underline{x}/\underline{x}) = \frac{\sqrt{m'}}{\sqrt{2\pi} \cdot \sqrt{m'+1} \cdot \sigma} \cdot \frac{\phi_B(\underline{x}) - \phi_A(\underline{x})}{\phi_2 - \phi_1} \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\underline{x} - \bar{x}}{\sigma \cdot \sqrt{\frac{m'+1}{m'}}} \right)^2 \right] \quad (23)$$

Wegen der Abhängigkeit von $\phi_B(\underline{x})$ und $\phi_A(\underline{x})$ vom Integrationsparameter \underline{x} entzieht sich (23) praktisch einer weiteren Integration zur Ermittlung von \bar{x} und σ_x . Diese Parameter müssen numerisch ausintegriert werden; ein entsprechendes Programm ist in /1/ angegeben.

3.3 Schätzung von μ und σ der a-posteriori-Verteilung bei "geringer Vorinformation" über μ und σ der a-priori-Verteilung; Informationszustand "3"

Sehr oft ist es bei kleinen Stichproben angebracht, auch von einer unbekannten Standardabweichung σ für die a-posteriori-Verteilung auszugehen. Dies bedeutet, daß hier der Parametervektor $\theta = (\mu, \sigma)$ zu schätzen ist. Wie schon erwähnt, befindet man sich bezüglich der a-priori-Verteilung in einer sogenannten "knowing little"-Situation, wobei der Ansatz

$$\begin{aligned} f'(\mu) &\sim C = \text{const} \\ f'(\sigma) &\sim 1/\sigma \end{aligned} \quad \sim \frac{C}{\sigma} \quad (24)$$

gemacht wird. Aus Platzgründen soll auch hier nur das Ergebnis der Anwendung von (3) mitgeteilt werden. Dabei läßt sich zeigen, daß die Verteilung des gesuchten Mittelwertes x einer Student'schen t-Verteilung mit dem Freiheitsgrad $f = m'' - 1$ folgt. Durch Bildung der Inversen dieser Verteilung kann nun ein Vertrauensbereich (Fraktilwert) zu einem vorgegebenen ϵ -Wert berechnet werden. Es ergibt sich x_ϵ nach (26) aus (25) zu:

$$F_T(T \leq t/f) = \int_{-\infty}^t f(u/f) du \quad (25)$$

$$\boxed{x_\epsilon = t \cdot s'' / \sqrt{m''} + \bar{x}''} \quad (26)$$

Darin bedeuten:

$$m'' = m_0 + m' \quad (27)$$

$$\bar{x}'' = (m_0 \cdot \bar{x}_0 + m' \cdot \bar{x}') / m'' \quad (28)$$

$$\begin{aligned} s''^2 = & \left[(m' - 1) \cdot s'^2 + m' \cdot \bar{x}'^2 \right] + (m_0 - 1) \cdot s_0^2 \\ & + m_0 \cdot \bar{x}_0^2 - m'' \cdot \bar{x}''^2 \bigg] / (m'' - 1) \end{aligned} \quad (29)$$

Die Berechnung der Prediktorverteilung erfolgt wiederum durch Ausintegration von (4). Auch in diesem Fall läßt sich zeigen, daß der gesuchte Parameter (Mittelwert) einer Student'schen t-Verteilung mit dem Freiheitsgrad $f = m'' - 1$ folgt. Die Verteilungsfunktion lautet:

$$F_T (T \leq t/f) = \int_{-\infty}^t f(u/f) du \quad (30)$$

Um den Wert t zu bestimmen, der bei einer vorgegebenen Fraktile ε die Bedingung (30) erfüllt, ist also die Umkehrfunktion der standardisierten t-Verteilung zu bilden. Nach Bestimmung von t kann der eigentlich gesuchte Wert x_ε nach (31) berechnet werden:

$$x_\varepsilon = t \cdot s'' \cdot \sqrt{\frac{m'' + 1}{m''}} + \bar{x}'' \quad (31)$$

4. Anwendungsbeispiele

Beispielhaft sollen nun die Auswirkungen derartiger Vorinformationen auf einen Stützenversuch mit 3 Proben untersucht werden, deren Feuerwiderstandsdauer im Rahmen des SFB 148 zur Versuchsnachrechnung ermittelt wurde. Die Ergebnisse waren:

63
69
und 80 min.

Bei der Anwendung eines probabilistischen Bemessungskonzeptes wären nun aus diesen Angaben die Kennwerte einer Verteilung zu bestimmen. Aus den Versuchsergebnissen resultiert nach (5) und (6) ein Stichprobenmittelwert von

$$\bar{x} = 70,7 \text{ min und eine}$$

Stichprobenstandard-
abweichung

$$s_x = 8,62 \text{ min, ohne hieraus}$$

vorerst weitere Aussagen ableiten zu wollen.

Als Vorinformation kann hier das Ergebnis einer Monte-Carlo-Studie, welche im Rahmen des Projektes D 1 an eben dieser Stütze durchgeführt wurde, herangezogen werden. Bei dieser Studie wurden alle relevanten materialtechnischen Parameter variiert. Das Ergebnis war:

Mittelwert	79 min
Standardabweichung	10 min

Der so errechnete Mittelwert von 79' soll hier als a-priori-Mittelwert μ' und die Standardabweichung von 10' als Standardabweichung σ der Einzelwerte bezüglich des jeweiligen Mittelwertes gelten. Die Schwierigkeit besteht nun darin, σ zu bestimmen. Mit dem Ausdruck $\sigma' = \sigma/\sqrt{m_0}$ (s.S.D1-6) läßt sich nun über einen angenommenen Umfang einer a-priori-Stichprobe σ' ermitteln, wobei der angenommene Wert von m_0 sozusagen das Vertrauen in die a-priori-Werte darstellt. In diesem Beispiel soll $m_0/m' = 9/3$ angenommen werden. Hier zeigt sich, daß bei einer Bayes'schen Auswertung durchaus subjektive Einflüsse mit in die Auswertung einfließen können. Die Auswertung soll in tabellarischer Form erfolgen, und zwar für:

- a) Mittelwert der Verteilung aus der "a-posteriori"-Verteilung μ , der nur mit einer Wahrscheinlichkeit von 5 % unterschritten wird.
- b) 5-%-Fraktile der Einzelwerte mittels der Prediktorverteilung, wie sie z. B. zur Festlegung eines charakteristischen Wertes in einem probabilistischen Bemessungskonzept benötigt würde.

Die Ergebnisse der Auswertung a) sind in der folgenden Tabelle 1 zusammengestellt. Auf die zahlenmäßige Ermittlung der angegebenen Werte muß hier verzichtet werden; diese können jedoch nach /1/ nachvollzogen werden.

	"a-priori" bekannt		Ergebnisse aus "a-posteriori"- Verteilung
"1"	$\mu' = 79'$, $m_0 = 9$ $\sigma' = 10/\sqrt{9} = 3,33'$ (normalverteilt)	Versuchsergebnisse: $m' = 3$, $\bar{x} = 70,7'$, $s_x = 8,62'$	+ Normalverteilung (bekannt, $\sigma = 10'$) $\mu'' = 76,9'$ $\sigma'' = 2,88'$ $x_{5\%} = 72,2'$ =====
"2"	A = 70' B = 90' (Mittelwerte gleich- verteilt im Bereich A - B)		+ gestutzte Normal- verteilung; $\sigma = 10'$ $\mu'' = 74,86'$ $\sigma'' = 2,47'$ $x_{5\%} = 70,4'$ =====
"3"	$\bar{x}' = 79'$, $m_0 = 9$ $s_x' = 10'$ (Vektor der Versuchs- ergebnisse)		+ Student'sche t-Verteilung $\mu'' = \bar{x}'' = 76,9'$ $s'' = 10,2'$ $x_{5\%} = 71,8'$ =====

Tabelle 1

Aus der Auswertung ist ersichtlich, daß sich in bezug auf den Mittelwert der Verteilung immerhin eine Verbesserung von ca. 6 min ergibt. Außerdem kann gesagt werden, daß der zu erwartende Mittelwert mit 95-%iger Wahrscheinlichkeit über ca. 72 min liegt; dies bedeutet zwar bei der vorliegenden Vorinformation keine wesentliche Verbesserung (ca. 2 min), das Vertrauen in die Aussage wächst jedoch gewaltig an.

Bild 2 zeigt einmal für den Fall "1" die Veränderung der "a-priori"-Verteilung durch die Versuchsergebnisse und die daraus resultierende "a-posteriori"-Verteilung mit der 5-%-Fraktile der Mittelwerte.

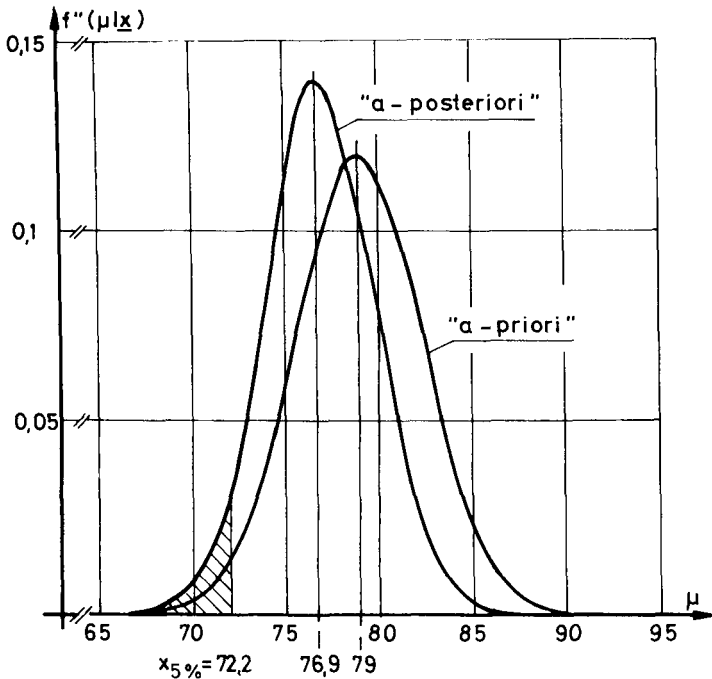


Bild 2

Als zweite Anwendung soll nun kurz der Fall b dargelegt werden, und zwar die Bestimmung eines charakteristischen Wertes, z. B. der 5-%-Fraktile der Einzelwerte. Hier soll wiederum vom zuvor schon dargelegten Informationsstand ausgegangen werden.

Ohne Vorinformationen hätte man (ohne auf die Glaubwürdigkeit einer solchen Ableitung eingehen zu wollen) berechnet:

$$x^* = 70,7 - 1,645 \cdot 8,62 = 56,5 \text{ min}$$

Mittels der Prediktorverteilung ergeben sich die Bemessungswerte x^* je nach den verschiedenen Informationszuständen zu:

$$"1": \sigma_x = 10 \cdot \sqrt{\frac{3 + 9 + 1}{3 + 9}} = 10,4$$

$$x^* = 76,9 - 1,645 \cdot 10,4 = \underline{59,8 \text{ min}}$$

$$"2": x^* = 74,9 - 1,645 \cdot 10,6 = \underline{57,5 \text{ min}}$$

$$(\bar{x} = 74,9; \sigma_x = 10,6 + \text{numerisch ausintegriert /1/})$$

$$"3": \bar{x} = 76,93 \text{ nach (28)}$$

$$s = 9,97 \text{ nach (29)}$$

$$t = -1,796 \text{ aus Inversion der Student'schen } t\text{-Verteilung}$$

$$x^* = -1,796 \cdot 9,97 \cdot \frac{13}{12} + 76,9 = \underline{58,3 \text{ min}}$$

Die hier erzielten Verbesserungen erscheinen gering, sind jedoch mittels der Einbeziehung der Vorinformationen auf eine wesentlich breitere Basis gestellt und stellen damit erheblich vertrauenswürdiger Ergebnisse dar. Es besteht nun eigentlich kein Grund mehr, die so berechneten Werte nicht anzuerkennen und bei einer weiteren probabilistischen Betrachtung zu benutzen.

Bezüglich der Berechnung von Toleranzintervallen für vorgegebene Fraktilen x_ϵ oder zur Berechnung eines Toleranzintervalles bei vorgegebenem Sicherheitsindex β muß hier auf /1/ verwiesen werden. Dort sind dann auch entsprechende Berechnungsbeispiele zu finden.

Literatur:

/1/ Heft 51 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Henke: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung.

II. Abnahmekennlinien und Einstufungswahrscheinlichkeit

(Dr.-Ing. V. Henke)

1. Abnahmekennlinien

1.1 Unbekannter Mittelwert und unbekannte Standardabweichung

Bei der Aufstellung von Abnahmekennlinien soll gezeigt werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine angebotene oder hergestellte und durch Stichprobenentnahme zu prüfende Grundgesamtheit richtig eingestuft wird. Als einfachstes Abnahmekriterium gilt i. allg., daß die durch den Abnahmefaktor k' ermittelte Prüfgröße Z größer als eine vorgegebene untere Schranke T_u sein soll (1).

$$\bar{x} - k' \cdot s > T_u \quad (1)$$

\bar{x} , s → Stichprobenmittelwert und
Stichprobenstandardabweichung

Sind nun \bar{x} und s unbekannt - d. h., sie müssen durch eine Stichprobenentnahme bestimmt werden -, stellt sich das gestellte Problem in folgender Form dar:

Die Annahmewahrscheinlichkeit $W(p)$ bei einem Schlechteanteil p ist:

$$\begin{aligned} W(p) &= P(\bar{x} - k' \cdot s > T_u) \text{ oder} \\ W(p) &= 1 - P(\bar{x} - k' \cdot s < \mu - u_{(1-p)} \cdot \sigma) \end{aligned} \quad (2)$$

Es läßt sich zeigen /1/, daß mit den Hilfsvariablen

$$\eta = \frac{s^2 (m - 1)}{\sigma^2} = \frac{s^2 \cdot f}{\sigma^2} \quad (3)$$

$$\text{und} \quad \xi = \frac{(\bar{x} - \mu)}{\sigma / \sqrt{m}} \quad (4)$$

die Annahmewahrscheinlichkeit $W(p)$ in der in (5) abgeleiteten Form angegeben werden kann mit:

μ, σ - Mittelwert und Standardabweichung der Grundgesamtheit

\bar{x}, s - Mittelwert und Standardabweichung der Stichprobe

m - Stichprobenumfang

Die endgültige Form (5) erhält man nach Einsetzen von ξ und η in (2) und einigen notwendigen Umrechnungen:

$$W(p) = 1 - P \left(\frac{\xi + u_{(1-p)} \cdot \sqrt{m}}{\sqrt{\eta/f}} < k' \cdot \sqrt{m} \right) \quad (5)$$

Dies bedeutet, daß die Berechnung der Annahmewahrscheinlichkeit auf die sogenannte nichtzentrale t-Verteilung mit dem Freiheitsgrad $f = m - 1$ und dem Nichtzentralitätsfaktor

$$\delta = u_{(1-p)} \cdot \sqrt{m} \quad (6)$$

zurückgeführt werden kann. Dabei definiert $u_{(1-p)}$ den durch die untere Schranke T_u definierten Schlechtanteil der angebotenen Charge oder Grundgesamtheit.

1.2 Bekannte Standardabweichung der Probe

Für den Fall, daß die Standardabweichung σ aus vorhergehenden Untersuchungen oder anderweitig bekannt sein sollte, ergibt sich (2) zu:

$$W(p) = 1 - P(\bar{x} - k' \cdot \sigma \leq \mu - u_{(1-p)} \cdot \sigma) \quad (7)$$

Aus (4) folgt

$$\mu = \bar{x} - \frac{\xi \cdot \sigma}{\sqrt{m}} \quad (8)$$

und eingesetzt in (7) erhält man nach kurzer Umrechnung den Ausdruck:

$$W(p) = 1 - P(\xi < (k' - u_{(1-p)}) \cdot \sqrt{m}) \quad (9)$$

Da ξ normalverteilt ist, konnte hier die Berechnung der Annahmewahrscheinlichkeit auf die Normalverteilung zurückgeführt werden. Soll z. B. 10 % Schlechtanteil toleriert werden, müßte k' zu 1,28 gesetzt werden, wobei $u_{(1-p)}$ wiederum den in der angebotenen Charge vorhandenen Schlechtanteil definiert.

Bild 1 zeigt neben der idealen Abnahmekennlinie die Unterschiede zwischen beiden Abnahmekennlinien, und zwar für eine Probenanzahl von $m = 12$.

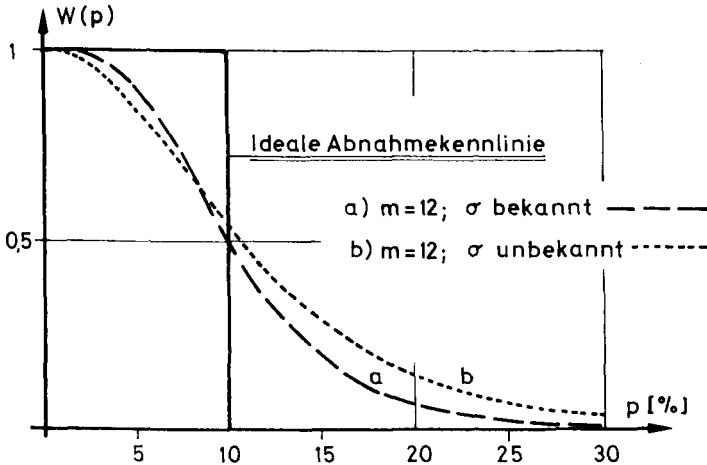


Bild 1

Aus den Verläufen wird ersichtlich, daß die Berücksichtigung einer Vorinformation bei guten Chargen eine nicht unwesentliche Verringerung des Herstellerrisikos mit sich bringt. Andererseits erfährt auch das Abnehmerrisiko mit steigendem Schlechtanteil eine nicht unbeträchtliche Verringerung. Diese kurze Darstellung sollte dazu dienen, den durchaus nicht zu vernachlässigenden wirtschaftlichen Vor-

teil, den die Berücksichtigung von Vorinformationen mit sich bringen kann, einmal bildlich darzustellen.

2. Einstufungskennlinien

Bei der Einstufung von Stichproben in bestimmte Klassen K (z. B. Feuerwiderstandsklassen) ergibt sich eine zu den Abnahmekennlinien analoge Fragestellung. In diesem Fall gilt:

$$W_{(K)} = P(\bar{x} - k' \cdot s > T_u) \cap P(\bar{x} - k' \cdot s < T_o), \quad (10)$$

wobei T_u und T_o jeweils die untere bzw. obere Klassengrenze darstellen.

$$\text{Zusammengefaßt: } W_{(K)} = P(T_u < \bar{x} - k' \cdot s < T_o) \quad (11)$$

2.1 Unbekannter Mittelwert und unbekannte Standardabweichung

Die Berechnung der Einstufungskennlinie erfolgt analog Abschnitt 1. Wird (4) nach \bar{x} aufgelöst und (3) anschließend eingesetzt, ergibt sich der Ausdruck

$$\bar{x} = \mu + \frac{\xi \cdot s \cdot \sqrt{f}}{\sqrt{m} \cdot \sqrt{n}} \quad (12)$$

welcher wiederum in (11) eingesetzt zur Einstufungswahrscheinlichkeit $W_{(K)}$ (13) führt.

$$W_{(K)} = P\left(T_u < \mu + \frac{\xi \cdot s \cdot \sqrt{f}}{\sqrt{m} \cdot \sqrt{n}} - k' \cdot s < T_o\right) \quad (13)$$

Nach weiterer Auflösung führt dieser Ausdruck schließlich auf die endgültige Form:

$$W_{(K)} = P \left(\frac{\xi + \frac{\sqrt{m}}{\sigma} (\mu - T_u)}{\sqrt{\eta/f}} > k' \cdot \sqrt{m} > \frac{\xi + \frac{\sqrt{m}}{\sigma} (\mu - T_o)}{\sqrt{\eta/f}} \right) \quad (14)$$

Auch in diesem Fall konnte die Einstufungswahrscheinlichkeit auf die nichtzentrale t-Verteilung mit dem Freiheitsgrad $f = m - 1$ und dem Nichtzentralitätsfaktor

$$\delta = \sqrt{m} (\mu - T_{u,o}) / \sigma \quad (15)$$

zurückgeführt werden. In allgemeiner Schreibweise ergibt sich der Ausdruck (14) dann zu

$$W_{(K)} = F_2 (t/f, \delta_2) - F_1 (t/f, \delta_1). \quad (16)$$

=====

Die Aussage besteht hier darin, daß festgestellt wird, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine Charge mit vorhandener Standardabweichung σ in die vorgegebene Klasse eingeordnet wird, wenn der durch die Stichprobenprüfung ermittelte Wert z. B. mit $k' = 1,28$ eine 10-%-Fraktile darstellen soll.

2.2. Bekannte Standardabweichung

Der Ansatz (11) kann hier analog verwendet werden, und zwar gilt nun bei bekannter Standardabweichung σ

$$W_{(K)} = P (T_u < \bar{x} - k \cdot \sigma < T_o) \quad (17)$$

$$\text{Aus (4) folgt: } \bar{x} = \mu + \frac{\xi \cdot \sigma}{\sqrt{m}} \quad (18)$$

Wird (18) in (17) eingesetzt, ergibt sich:

$$W_{(K)} = P (T_u < \mu + \frac{\xi \cdot \sigma}{\sqrt{m}} - k' \cdot \sigma < T_o)$$

·
·
·

$$W_{(K)} = P \left(\sqrt{m} \left(\frac{T_u}{\sigma} - \frac{\mu}{\sigma} + k' \right) < \xi < \sqrt{m} \left(\frac{T_o}{\sigma} - \frac{\mu}{\sigma} + k' \right) \right) \quad (19)$$

$$\rightarrow W_{(K)} = \Phi_2 - \Phi_1 ; \quad (20)$$

das heißt, in diesem Fall konnte die Einstufungskennlinie auf die Normalverteilung zurückgeführt werden.

Als Beispiel und um die Auswirkungen einer Vorinformation (hier bekannte Standardabweichung) aufzuzeigen, soll folgender Fall behandelt werden:

Variationskoeffizient $v_\mu = 0,2$
 Untere Grenze $T_u = 60' \rightarrow "A" = 89,4$
 Obere Grenze $T_o = 90' \rightarrow "B" = 134,1$
 Probenanzahl $m = 3$
 Abnahmefaktor $k' = 1,645 \hat{=} 5\text{-}\%$ -Fraktile

Die dazugehörige Einstufungskennlinie ist in Bild 2 dargestellt.

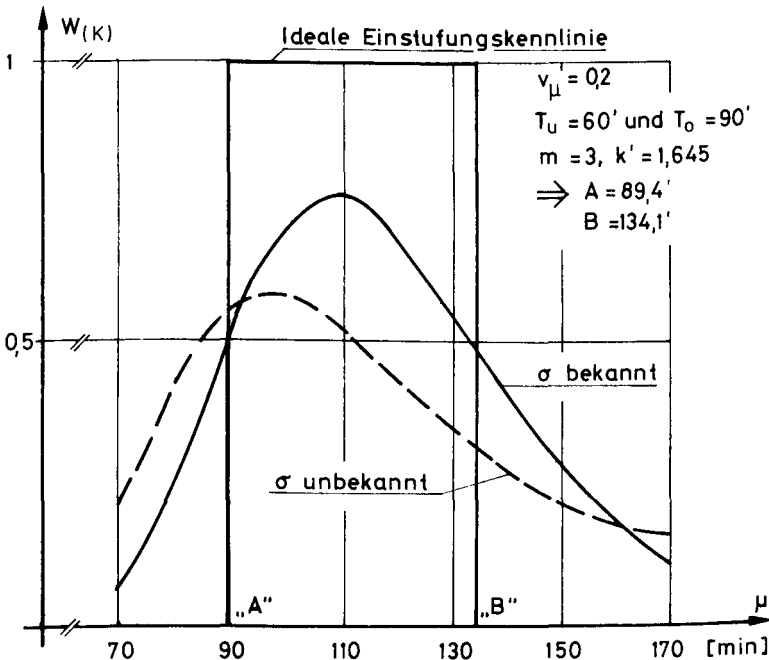


Bild 2

Bild 2 zeigt, daß durch die Berücksichtigung einer Vorinformation bei kleiner Probenzahl die Einstufungswahrscheinlichkeit wesentlich verbessert wird; es ergibt sich im mittleren Kurvenbereich eine Verbesserung von $W_{(K)} \approx 0,57$ ohne Berücksichtigung einer Vorinformation auf $W_{(K)} \approx 0,77$.

Literatur:

/1/ Heft 51 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Henke: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung.

III. Vergleichende Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von Stahlbetonstützen bei einem "natürlichen Brand"

(Dr.-Ing. V. Henke)

1. Allgemeines

In vorausgehenden Untersuchungen war unter anderem gezeigt worden, wie sich die Abschätzung der Belastungsverteilung, die einer Eingrenzung der zu erwartenden Werte zur günstigen und ungünstigen Seite hin gleichkam, rechnerisch auf den die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauteiles beschreibenden Sicherheitsindex β auswirkt /1, 2/. Dabei wurde von einer deterministischen Brandeinwirkung auf der Grundlage der ETK ausgegangen. Um die Auswirkungen einer streuenden Brandeinwirkung auf die zu erwartenden β -Werte aufzuzeigen, soll in dieser Untersuchung der Verlauf der Brandraumtemperatur gemäß ETK sowie ein rechnerisch ermittelter "natürlicher Brandverlauf" mit ihren zulässigen bzw. abgeschätzten Streuungen ebenfalls berücksichtigt werden.

Dabei soll außerdem die Auswirkung von zwei relevanten Verteilungsannahmen auf den rechnerischen β -Wert aufgezeigt werden. Für die Belastungsfunktion wurde bisher von folgenden Verteilungsannahmen ausgegangen:

$$\text{a) günstig} \quad - \quad \bar{P} \cong 0,83 \cdot P_{\text{DIN}} \quad (1)$$

$$\sigma_P = 0,09 \cdot P_{\text{DIN}} \quad (2)$$

$$\text{b) ungünstig} \quad - \quad \bar{P} = 0,92 \cdot P_{\text{DIN}} \quad (3)$$

$$\sigma_P = 0,158 P_{\text{DIN}} \quad (4)$$

Es sind in der Literatur auch andere Annahmen zu finden, die jedoch mehr oder weniger in dem durch (1) ÷ (4) eingegrenzten Bereich liegen.

Des weiteren ist bisher für die Verteilung der Betondruckfestigkeit der folgende Ansatz gemacht worden:

$$\bar{\beta}_R = 0,7 \cdot (\beta_{\text{WN}} + 1,65 \cdot 5,0) \quad (5)$$

Dabei wird von der Annahme einer konstanten Standardabweichung von $5,0 \text{ MN/m}^2$ ausgegangen. Der Faktor 0,7 berücksichtigt die Abminderung der Würfeldruckfestigkeit auf die Prismenfestigkeit mit $\sim 0,85$ sowie den Einfluß der Dauerstandsfestigkeit mit ebenfalls $\sim 0,85$. In verschiedenen Literaturstellen /3, 4/ wird bei ähnlichen Berechnungen günstigerweise davon ausgegangen, daß im Bruchzustand der Einfluß der Dauerstandsfestigkeit vernachlässigt werden kann, da der Bruch des Bauteiles durch eine zufällige kurzfristige Überbelastung des Bauteiles herbeigeführt wird. In diesem Fall würde der Ansatz der Betondruckfestigkeit günstigerweise mit

$$\bar{\beta}_R = 0,85 \cdot (\beta_{WN} + 1,65 \cdot 5,0) \quad (6)$$

anzusetzen sein. Inwieweit diese Annahme für das unter Brandeinwirkung stehende Bauteil zutrifft, dessen Versagen zum großen Teil im Gebrauchslastbereich eintritt, müßte noch abschließend geklärt werden. Aus diesem Grund soll der aus einer solchen veränderten Verteilungsannahme resultierende Einfluß auf die rechnerischen β -Werte mit aufgezeigt werden.

2. Angesetzter Temperatur-Zeit-Verlauf

Der in Bild 1 dargestellte und der numerischen Berechnung zugrunde gelegte Temperatur-Zeit-Verlauf wurde /4/ entnommen, da er der ebenfalls dargestellten ETK recht nahe kommt. Für die numerische Berechnung wurde der rechnerisch ermittelte Temperaturverlauf im Brandraum durch die außerdem mit eingezeichneten 3 Geraden angenähert.

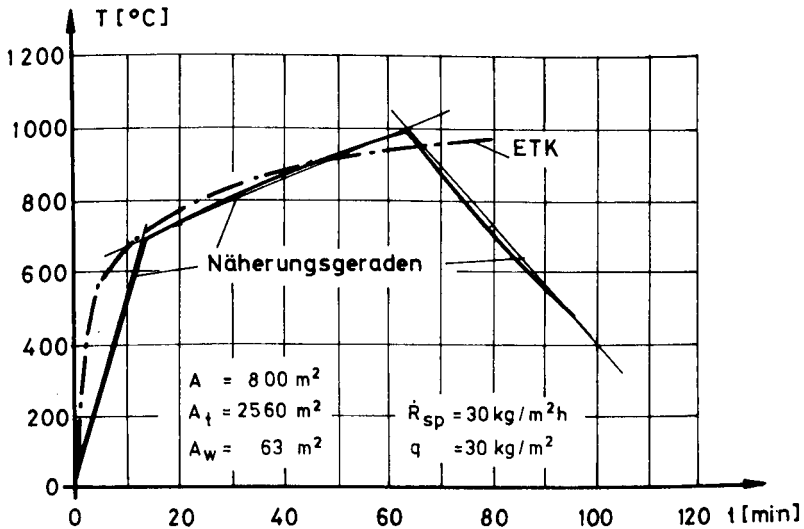


Bild 1: Angesetzter Temperatur-Zeit-Verlauf

Dieser Temperaturverlauf resultiert aus einer Berechnung für eine Stahlbetonhalle mit Gasbetonabdeckung und folgenden Grundwerten:

A	$=$	800 m^2	Grundfläche
A_w	$=$	63 m^2	Öffnungsfläche
A_t	$=$	2560 m^2	Umfassungsfläche
q	$=$	30 kg/m^2	Brandlast (Holzkrippen)
\dot{R}_{sp}	$=$	$30 \text{ kg/m}^2\text{h}$	Abbrandrate

Auf weitere Details zur Berechnung des angegebenen Temperatur-Zeit-Verlaufes soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Bezüglich des anzusetzenden Variationskoeffizienten V_T wurde ebenfalls auf die in /4/ gemachten Angaben zurückgegriffen. Mit den dort angegebenen Werten ergibt sich unter der Annahme von:

V_{Tg} - Variationskoeffizient der Gastemperatur $\cong 0,14$

V_q - Variationskoeffizient der Brandlast $\cong 0,1$

$$V_T \cong \sqrt{V_{Tg}^2 + V_q^2} = 0,17 \quad (7)$$

Dieser Variationskoeffizient soll vereinfachend über die gesamte Branddauer als konstant angenommen werden, obwohl damit zu rechnen ist, daß sich der Variationskoeffizient V_T mit zunehmender Branddauer verringert. Da jedoch für V_{Tg} nur 0,14 eingesetzt wurde, ist dieser günstige Einfluß hier zum Teil schon mit berücksichtigt worden.

Für die später durchzuführende probabilistische Berechnung ist noch festzulegen, welche Fraktile der angegebene Temperaturverlauf darstellen soll. Geht man davon aus, daß V_T in Analogie zu $V_{t\ddot{a}}$ (Variationskoeffizient der äquivalenten Branddauer nach DIN 18230 /5/) gedeutet werden kann, $t_{\ddot{a}}$ jedoch als 90-%-Fraktile der Grundgesamtheit definiert ist, so soll diese Annahme auch in den folgenden Berechnungen für den in Bild 1 angegebenen Temperaturverlauf gelten. Als Verteilung wird näherungsweise eine Dreiecksverteilung angesetzt, da sie die auftretenden Temperaturen sinnvoll nach oben und unten begrenzt. Da die Bemessungswerte außerdem im "mittleren" Bereich der Verteilung liegen, treten bei dieser Annahme kaum nennenswerte Abweichungen gegenüber der Annahme von Normal- oder Log.-Normalverteilungen für die Verteilung der Brandraumtemperatur auf.

Da nach DIN 4102 /6/, Teil 2, Abschnitt 6.2.4, bei einer Prüfdauer eines Bauteiles von über 30 min nur um $\pm 5 \%$ vom Sollwert der ETK abgewichen werden darf, wird diese Schwankungsbreite der Brandraumtemperatur, dreiecksförmig verteilt, den Vergleichsrechnungen zugrunde gelegt. Dabei ist die durch die ETK beschriebene Sollkurve als Mittelwert der Verteilung definiert.

3. Weitere Verteilungsannahmen

Als weitere Verteilungsannahmen - neben den in Abschnitt 1 und 2 erläuterten - wurden die schon in /1, 2/ dargelegten Ansätze gewählt:

Einflußgröße	Verteilung	Kenngrößen
1. Stahl β_s	Log. Normal	$\bar{\beta}_s = 480,0 \text{ MN/m}^2$ $v_{\beta_s} = 5,6 \%$
2. Querschnittsbreite und Höhe	Dreieck	\bar{b}, \bar{h} $\sigma_{\bar{b}, \bar{h}} = \frac{2 \cdot \sqrt{0,15 \cdot \bar{b}(\bar{h})}}{\sqrt{24}}$
3. Lage der Druck- u. Zugbewehrung	Dreieck	\bar{x}_z bzw. \bar{x}_D $\sigma_{\bar{x}_z, \bar{x}_D} = \frac{2 \cdot \sqrt{0,15 \cdot \bar{x}}}{\sqrt{24}}$
4. Temperaturabhängige Stahlstreckgrenze	Dreieck	Mittelwert = Rechenwert $\sigma = \frac{G_o - G_u}{\sqrt{24}}$ G_o, G_u - untere bzw. obere Grenzen, s. /1, 2/
5. Temperaturleitzahl des Betons	Dreieck	Mittelwert = Rechenwert $\sigma = \frac{G_o - G_u}{\sqrt{24}}$ G_o, G_u - untere bzw. obere Grenzen, s. /1, 2/

Tabelle 1

4. Auswirkungen unterschiedlicher Verteilungsannahmen

Um die Auswirkungen der in den vorausgehenden Abschnitten beschriebenen unterschiedlichen Verteilungsannahmen aufzuzeigen, sollen stellvertretend auch für andere noch denk-

bare Ansätze der anderen Basisvariablen die β -Werte während des Brandverlaufes ermittelt werden. Die Ergebnisse werden für eine Stütze mit mittlerer Schlankheit und mittlerem Bewehrungsgrad in Tabelle 2 zusammengestellt und in Bild 2 dargestellt. Die Kenndaten der gewählten Stütze sind ebenfalls mit in Tabelle 2 angegeben:

<u>Tabelle 2:</u>	Stütze:	λ	= 70
		b/d	= 30/30 cm
	Bewehrungsgehalt:	tot ω	= 2 %
			$\hat{=} 6 \varnothing 20$
	Achsabstand	u	= 40 mm
	e/d		= 0,2
	Beton		B 25

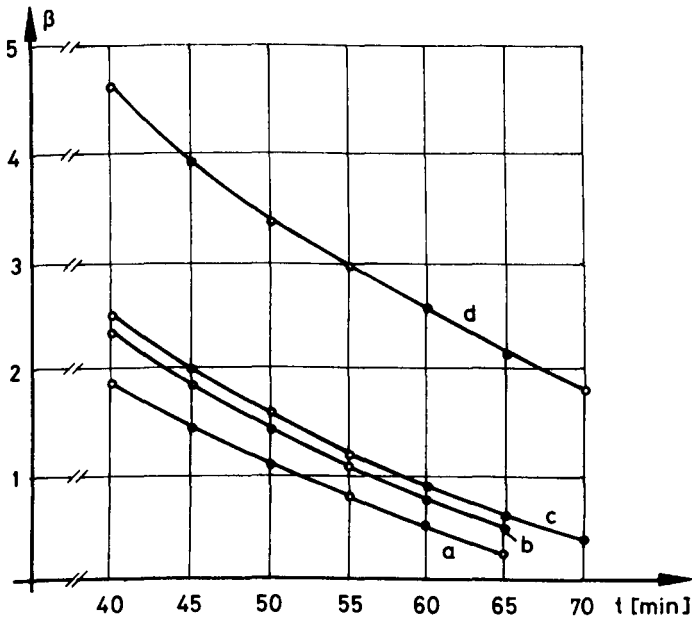
Lastverteilung ungünstig $\rightarrow \bar{P} = 0,92_{DIN}$; $\sigma_p = 0,158 P_{DIN}$
 günstig $\rightarrow \bar{P} = 0,83_{DIN}$; $\sigma_p = 0,09 P_{DIN}$

	a)	b)	c)	d)
Lastverteilung:	ungünstig	günstig	günstig	günstig
Beton:	ung.nach(5)	ung.nach(5)	günstig n. (6)	günstig n. (6)
T als %-Fraktile	50 % *	50 % *	50 % *	90 % **
Branddauer 40; β =	1,840	2,31	2,48	4,56
min 45; β =	1,430	1,81	1,976	3,904
50; β =	1,096	1,41	1,557	3,36
55; β =	0,799	1,09	1,203	2,98
60; β =	0,53	0,774	0,898	2,57
65; β =	0,28	0,506	0,627	2,15
70; β =	-	-	0,409	1,85

* Temperaturverlauf nach Bild 1 wurde hier als Mittelwert angesetzt.

**Definition des Temperaturverlaufes als 90-%-Fraktile.

Wie aus Bild 2 ersichtlich, ergeben sich je nach Verteilungsannahme, welche sich alle rational begründen lassen, stark unterschiedliche β -Werte. Die dabei auftretenden Unterschiede mit ähnlichen Annahmen (Kurven a bis c) können

Bild 2: β -Werte nach Tabelle 2

durchaus im Bereich von $\beta \approx 0,5$ liegen, ohne an dieser Stelle auf die Höhe der erzielten β -Werte eingehen zu wollen. Solch ein Berechnungsunterschied kann jedoch bei einer rechnerischen Untersuchung entscheidend sein. Am relevantesten ist der Unterschied zwischen den Kurven a und d, wobei "a" sozusagen einen Verlauf mit konservativen Annahmen repräsentiert. Die Definition des angesetzten Brandverlaufes als 90-%-Fraktile hat somit, wie nicht anders zu erwarten, den absolut entscheidenden Einfluß auf die Berechnung des β -Wertes.

Die Berechnungen mit unterschiedlichen Verteilungsannahmen sollten dazu dienen, deren Einfluß auf die rechnerischen β -Werte kurz aufzuzeigen. Da die Berechnungsalgorithmen in der Zwischenzeit hinlänglich bekannt sind und somit keine Schwierigkeiten mehr bereiten, wäre es notwendig,

um im Rahmen von probabilistischen Untersuchungen zu vergleichbaren Ergebnissen zu kommen, wenigstens für die maßgebenden Basisvariablen einheitliche Verteilungskennwerte zu definieren.

5. Verlauf der β -Werte bei "natürlichem Brand"

Vor Berechnung des β -Verlaufes während der Brandeinwirkungsdauer ist festzulegen, welcher einzuhaltende Sicherheitsindex β_b^{soll} für das eigentliche Bauteil als erforderlich erachtet wird. Als Grundlage zur Berechnung von β_b^{soll} sollen die Angaben nach /7/ mit herangezogen werden. Der erforderliche Sicherheitsindex für Bauteile der Schadensklasse $SK_{b,3}$ kann mit den folgenden Werten berechnet werden:

$$\begin{aligned}
 p &= 2 \cdot 10^{-7} - \text{Aufretenswahrscheinlichkeit von Bränden pro m}^2 \text{ und Jahr} \\
 P_{f3} &= 10^{-6} - \text{Versagenswahrscheinlichkeit pro Jahr} \\
 A &= 2.500 \text{ m}^2 - \text{Vergleichsbrandabschnittsfläche} \\
 A &= 800 \text{ m}^2 - \text{Fläche des Brandabschnittes} \\
 \beta_b^{\text{soll}} &= \phi^{-1} \left(1 - \frac{P_{f3} \cdot A}{P \cdot A^2} \right) = 2,05 \quad (8)
 \end{aligned}$$

Bei der Berechnung von β_b^{soll} wurde hier von mittleren Werten ausgegangen. Wird nun ein Bauteil auf den Grundlagen solch eines probabilistischen Konzeptes bemessen, muß sichergestellt sein, daß der rechnerische β -Wert während der gesamten Brandeinwirkungsdauer den vorgegebenen β_b^{soll} -Wert nicht unterschreitet.

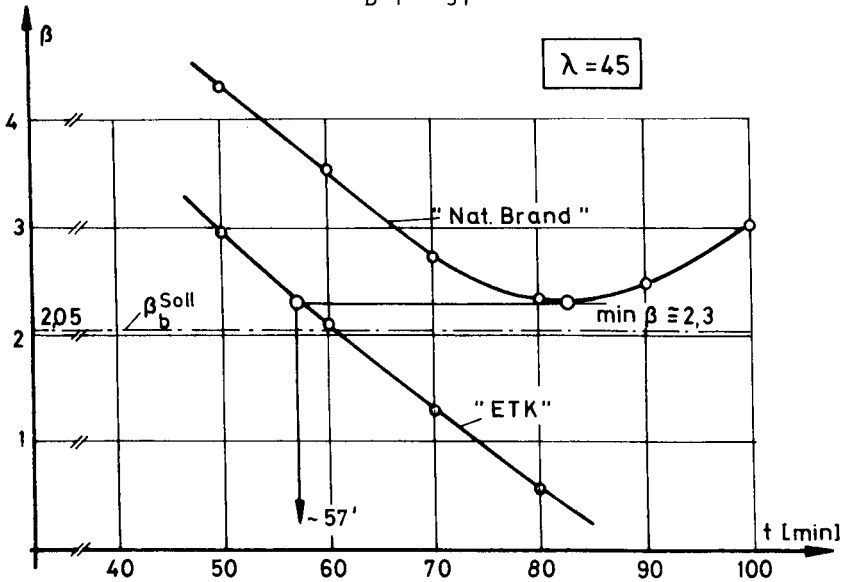
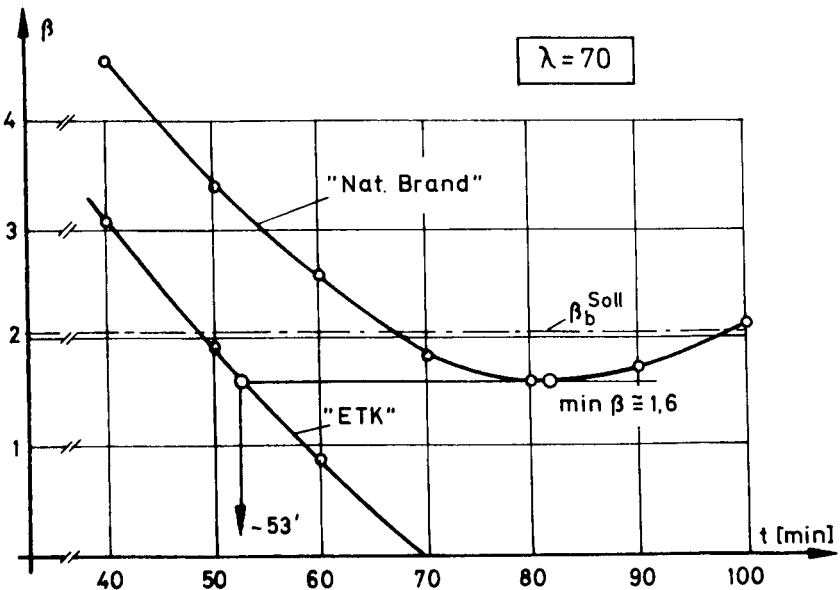
Der Verlauf der β -Werte soll wiederum exemplarisch für zwei querschnittsmäßig gleiche Stützen, jedoch von unterschiedlicher Schlankheit, berechnet werden. Dabei wurden in diesem Fall nur die günstigen von den in Abschnitt 1 beschriebenen Verteilungen angesetzt; der Temperatur-Zeit-

Verlauf ist, wie schon erwähnt, als 90-%-Fraktile definiert. Bei einer brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 18230, hier nicht mit wiedergegeben, würden Bauteile notwendig werden, die nach DIN 4102 in die Klasse F 90 eingestuft sind. Diese Bedingungen werden von der in Tabelle 1 näher beschriebenen und dieser Berechnung wiederum zugrunde liegenden Stahlbetonstütze erfüllt. Die Berechnungen sollen je einmal für eine Stütze mit $\lambda = 45$ und $\lambda = 70$ durchgeführt werden.

Bei den vergleichsweise mit angegebenen β_b -Werten bei einer Brandeinwirkung nach der ETK wurde, da dies den Prüfbedingungen nach DIN 4102 entspricht, als Belastung die zulässige Gebrauchslast, jedoch nicht streuend, angesetzt. Diese Berechnungen wurden mit aufgenommen, um den daraus resultierenden Unterschied zu verdeutlichen. Die β -Verläufe für die berechneten Stützen mit $\lambda = 45$ und $\lambda = 70$ sind in den Bildern 2 und 3 angegeben.

Obwohl die Kurvenverläufe in Bild 3 und 4 ähnlich aussehen, zeigt sich auch bei dieser Berechnung der nicht zu vernachlässigende Schlankheitseinfluß bei Stahlbetonstützen. Während die Stütze mit $\lambda = 45$ in der Lage ist, die an sie gestellten Anforderungen mit $\min \beta = 2,3$ zu erfüllen, wird bei der Stütze mit $\lambda = 70$ das als notwendig erachtete Sicherheitsniveau nach ca. 67 min Brandeinwirkungsdauer unterschritten. Der minimale rechnerische β -Wert liegt bei dieser Berechnung bei $\min \beta = 1,6$. Es soll hier vielleicht noch einmal erwähnt werden, daß bei der vorliegenden Auswertung von im wesentlichen günstig wirkenden Verteilungsannahmen ausgegangen wurde. Des weiteren zeigen die Kurvenverläufe in Bild 3 und 4, daß $\min \beta$ annähernd zum gleichen Zeitpunkt erreicht wird; der Sicherheitsabstand zwischen den beiden Verläufen beträgt jedoch $\Delta \beta \approx 0,7$.

Aus den in Bild 3 und 4 angegebenen β -Verläufen läßt sich auch noch ein Wert ablesen, welcher bei einer Brandeinwir-

Bild 3: β_b -Werte für $\lambda = 45$ Bild 4: β_b -Werte für $\lambda = 70$

kung auf der Basis der ETK die gleiche Versagenswahrscheinlichkeit liefert wie der angesetzte natürliche Brand und somit die Auswirkungen des natürlichen Brandes mit denen eines Normbrandes vergleichbar macht. Es soll hier kein neuer Begriff eingeführt werden, aber man könnte diesen Wert mit "Branddauer der äquivalenten Sicherheit" bezeichnen; er liegt bei $\lambda = 45$ bei ca. 57 min und bei $\lambda = 70$ bei ca. 53 min.

Im folgenden Bild 5 sind die Anteile der einzelnen Basisvariablen an der Gesamtstreuung der Traglast der Stütze (hier nur für $\lambda = 70$) über die Zeit aufgetragen.

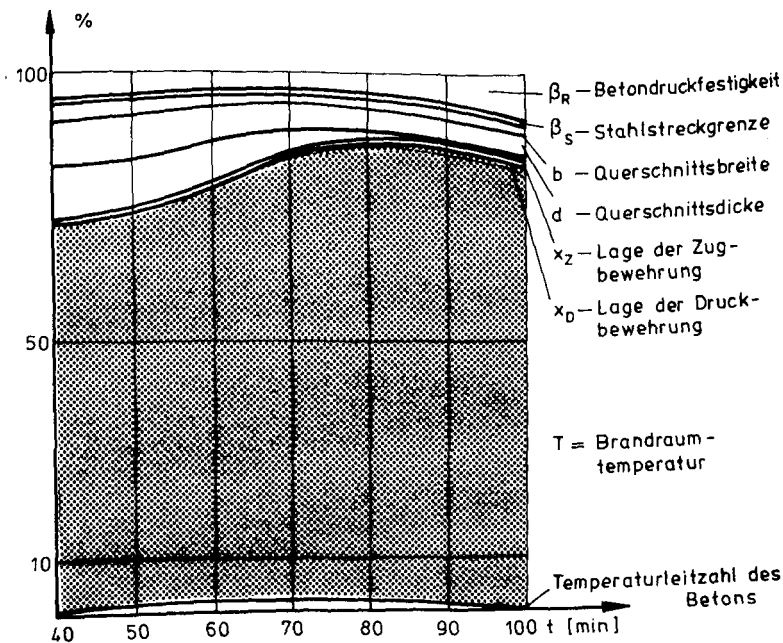


Bild 5: Prozentuale Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung der Stützentraglast

Im Gegensatz zu den in /1, 2/ durchgeführten Untersuchungen, bei denen mehr die bauteil- und baustoffspezifischen Einflüsse auf das Bauteilversagen im Vordergrund standen, ist aus Bild 5 ersichtlich, daß die Brandraumtemperatur, wird sie als Einflußparameter eingeführt, zur dominierenden Basisvariablen wird. Aus diesem Grund soll an dieser Stelle noch untersucht werden, ob sich auch bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ein Temperaturkriterium ableiten läßt, bei welchem die Ergebnisse aus Normbrandberechnungen wieder mit herangezogen werden können. Diese Untersuchung soll natürlich noch keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit erheben; sie ist jedoch dazu in der Lage, Tendenzen aufzuzeigen, die weiter verfolgt werden sollten. In Bild 6 sind die berechneten Stahltemperaturen, welche sich im ersten Berechnungsschritt bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ergeben, aufgetragen. Dies bedeutet, daß die jeweils vorgegebenen Verteilungen der Brandraumtemperaturen nach der Definition als 90-%-Fraktile mit dem dann daraus resultierenden Mittelwert in die Berechnung der Stahltemperaturen eingegangen sind.

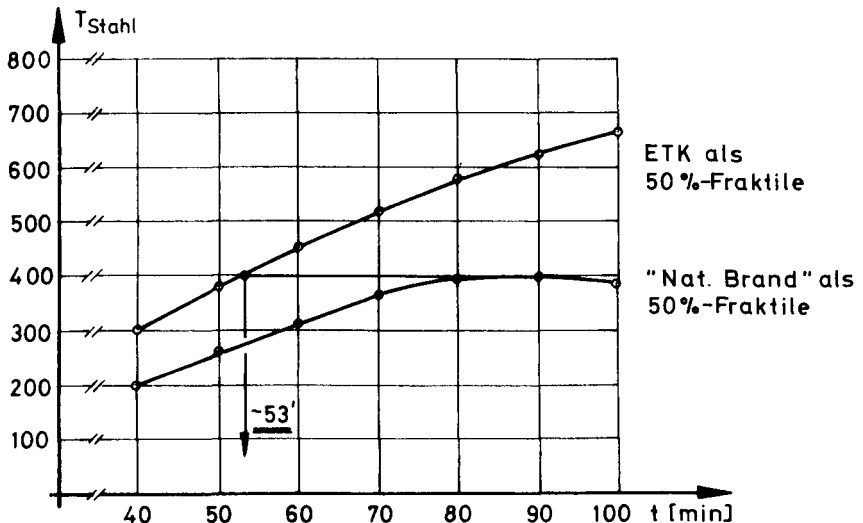


Bild 6: Stahltemperaturen während der Brandeinwirkungsdauer

Vergleicht man den Verlauf der berechneten Stahltemperaturen aus Bild 6 mit dem der β -Werte aus Bild 3 und 4, fällt auf, daß der Zeitpunkt der maximal erreichten Stahltemperatur näherungsweise mit dem des minimalen β -Wertes beim "natürlichen Brand" einhergeht, was eigentlich auch nicht anders zu erwarten ist. Des weiteren zeigt sich, daß diese maximale Stahltemperatur nach ca. 53 min Brandeinwirkung nach der ETK erreicht wird. Dieser Zeitpunkt stimmt hier jedoch ebenfalls mit dem Zeitpunkt überein, welcher die gleiche Sicherheit wie eine Brandeinwirkung gemäß der ETK liefert (bei $\lambda = 45 \pm 57$ min; bei $\lambda = 70 \pm 53$ min). Dies bedeutet hier, daß es ausgereicht hätte, nachzuweisen, daß die Stütze nach 53 min ETK-Brandeinwirkung rechnerisch noch einen β -Wert von $\geq 2,05$ liefert, um die an sie gestellten Bedingungen zu erfüllen. Ein solcher Nachweis hätte mit schon durchgeführten Untersuchungen geführt werden können.

6. Schlußbemerkung

Aus den hier durchgeführten Berechnungen und aufgezeigten Überlegungen sollten jedoch noch, wie schon erwähnt, vorerst keine Verallgemeinerungen abgeleitet werden, zumal gleichzeitig gezeigt wurde, welche Veränderungen sich bei der Variation von Verteilungsannahmen bezüglich des rechnerischen β -Wertes ergeben können. Da in den wiedergegebenen Lösungsmöglichkeiten jedoch gewisse Tendenzen und Zusammenhänge aufgezeigt wurden, erscheint es wünschenswert, zur weiteren Überprüfung von probabilistischen Sicherheitskonzepten den hier aufgezeigten Weg zur besseren Erfassung des "natürlichen Brandes" in solchen Sicherheitskonzepten weiter zu verfolgen.

L i t e r a t u r

- /1/ Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung.
Dissertation TU BS, 1980.

- /2/ Henke, V.: Zur Sicherheit schlanker Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung.
SFB 148 - Arbeitsbericht 1978 - 1980, Seiten 221 - 230.

- /3/ Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern.
Dissertation TU Darmstadt, 1978.

- /4/ Schneider, U.
Hosser, D.: Sicherheitskonzept für brandschutztechnische Nachweise von Stahlbetonbauteilen nach der Wärmebilanztheorie.
Forschungsvorhaben gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin.
Az.: IV/1-5-252/80.

- /5/ DIN 18230 - Baulicher Brandschutz im Industriebau. (Vornorm)
Beuth-Verlag GmbH, Berlin, Köln.

- /6/ DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen. Teil 1 bis 6.
Beuth-Verlag GmbH, Berlin, Köln.

- /7/ NA-Bau - Entwurf eines Model Codes
BAULICHER BRANDSCHUTZ.
2. Fassung, Juli 1979.